

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**



ISO 9001 - 2015

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

NGÀNH: XÂY DỰNG DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

Sinh viên : **Đỗ Văn Mười**

Giáo viên hướng dẫn: **Th.S Trần Dũng**

TS. Tạ Văn Phấn

HẢI PHÒNG 2018

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**

**TRUNG TÂM THƯƠNG MẠI AN BÌNH,
DĨ AN, BÌNH DƯƠNG**

**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP HỆ ĐẠI HỌC CHÍNH QUY
NGÀNH: XÂY DỰNG DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP**

Sinh viên :Đỗ Văn Mười
Giáo viên hướng dẫn: Th.S Trần Dũng
TS. Tạ Văn Phần

HẢI PHÒNG 2018

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Sinh viên: Đỗ Văn Mười

Mã số:1312104009

Lớp: XD1701D Ngành: Xây dựng dân dụng và công nghiệp.

Tên đề tài: Trung tâm thương mại An Bình, Dĩ An, Bình Dương.

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN

1. Nội dung và các yêu cầu cần giải quyết trong nhiệm vụ đồ án tốt nghiệp (về lý luận, thực tiễn, các số liệu cần tính toán và các bản vẽ).

Nội dung hướng dẫn:

-Kiến trúc

- Kết cấu:

+Tính toán cầu thang bộ, khung trục 5, móng dưới khung trục 5.

+ Tính toán sàn tầng điển hình(tầng 8), tính toán cột và bố trí thép.

- Thi công:

+ Kỹ thuật đào đất, ép cọc khoan nhồi, ép cừ laser

+ Tổ chức thi công phần thân, phần móng, bảng tiến độ

2. Các số liệu cần thiết để thiết kế, tính toán :

- Trục AB= BC=DE=EF= 10000 mm, trục CD= 7000 mm,

Trục 1-2=2-3= 4-5= 5-6 = 10500 mm, trục 3-4 = 9000 mm

3. Địa điểm thực tập tốt nghiệp:

- Trường ĐH DL Hải Phòng

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Giáo viên hướng dẫn Kiến trúc - Kết cấu:

Họ và tên: Trần Dũng

Học hàm, học vị : Thạc sĩ

Cơ quan công tác: Trường Đại Học Dân Lập Hải Phòng

Nội dung hướng dẫn:

-Kiến trúc

- Kết cấu:

+Tính toán cầu thang bộ, khung trục 5, móng dưới khung trục 5.

+ Tính toán sàn tầng điển hình(tầng 8), tính toán cột và bố trí thép.

Giáo viên hướng dẫn thi công:

Họ và tên: Tạ Văn Phần

Học hàm, học vị: Tiến sĩ

Cơ quan công tác: Trường Đại Học Thủy Lợi, Hà Nội

Nội dung hướng dẫn:- Thi công:

+ Kỹ thuật đào đất, ép cọc khoan nhồi, ép cừ laser

+ Tổ chức thi công phần thân, phần móng, bảng tiến độ

Đề tài tốt nghiệp được giao ngày 11 tháng 06 năm 2018

Yêu cầu phải hoàn thành xong trước ngày 21 tháng 09 năm 2018

Đã nhận nhiệm vụ ĐATN

Đã giao nhiệm vụ ĐATN

Sinh viên

Giáo viên hướng dẫn

Đỗ Văn Mười

Hải Phòng, ngày tháng.....năm 2018

HIỆU TRƯỞNG

GS.TS.NGŨT Trần Hữu Nghị

MỤC LỤC

| | |
|---|-------------------------------------|
| PHẦN I | 6 |
| KIẾN TRÚC..... | 9 |
| CHƯƠNG 1: <u>ĐẶC ĐIỂM CÔNG TRÌNH</u> | Error! Bookmark not defined. |
| 1.1 ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC | 10 |
| 1.1.1 SỰ CẦN THIẾT PHẢI ĐẦU TƯ CÔNG TRÌNH | 10 |
| 1.1.2 TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH..... | 10 |
| 1.2 ĐẶC ĐIỂM KẾT CẤU | 11 |
| CHƯƠNG 2: <u>CÁC GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC</u> | 12 |
| 2.1 Giải pháp giao thông | 12 |
| 2.2 Hệ thống chiếu sáng | 12 |
| 2.3 Hệ thống điện | 12 |
| PHẦN II..... | 14 |
| KẾT CẤU..... | 14 |
| CHƯƠNG 1: <u>CÁC GIẢI PHÁP KẾT CẤU</u> | 15 |
| CHƯƠNG 2 | 17 |
| <u>2.1</u> cơ sở thiết kế | 17 |
| CHƯƠNG 3 | 21 |
| TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ..... | 21 |
| 3.1. GIỚI THIỆU CHUNG | 21 |
| 3.2. SƠ BỘ CHỌN KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN CẦU THANG | 21 |
| 3.3. Tải trọng tác dụng lên bản thang | 22 |
| 3.4. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN CỦA CẦU THANG | 24 |
| 3.4.1. Tính bản thang..... | 24 |
| 3.4.2. Tính bản chiếu tới..... | 27 |
| CHƯƠNG 4: <u>ĐẶC TRƯNG ĐỘNG LỰC HỌC KẾT CẤU</u> | 35 |
| 4.3.3 Khối lượng tham gia dao động | 46 |
| 4.3.4 Tính toán tần số dao động riêng | 46 |
| 4.3.5. kiểm tra chu kỳ dao động cơ bản của công trình | 51 |
| CHƯƠNG 5: <u>TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIÓ</u> | 52 |
| 5.1 TẢI TRỌNG GIÓ | 52 |
| 5.1.1 Tính toán thành phần tĩnh tải trọng gió: | 52 |
| CHƯƠNG 6: <u>thiết kế sàn phẳng</u> | 60 |
| 6.1. KẾT CẤU SÀN..... | 60 |
| 6.2. NGUYÊN TẮC TÍNH TOÁN..... | 52 |
| CHƯƠNG 8: <u>THIẾT KẾ MÓNG CÔNG TRÌNH</u> | 169 |
| 8.1 <u>ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH</u> | 169 |

| | |
|---|------------------|
| 8.2 MỘT SỐ VAI TRÒ CỦA TẦNG HẦM: | 168_Toc526156753 |
| 8.3 XÁC ĐỊNH PHƯƠNG ÁN MÓNG : | 169 |
| 8.4 THIẾT KẾ MÓNG CỌC ÉP | 169 |
| 8.5. THIẾT KẾ MỔNG CỌC KHOAN NHỒI | 199 |
| PHẦN 3: THI CÔNG | 229 |
| CHƯƠNG 1: KHÁI QUÁT CÔNG TRÌNH | 230 |
| 1.1 NHIỆM VỤ, YÊU CẦU THIẾT KẾ | 230 |
| 1.2 TRÚC, QUY MÔ CÔNG TRÌNH | 230 |
| 1.3 ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH | 230 |
| 1.4 ĐIỀU KIỆN THI CÔNG | 231 |
| 1.4.1 Nguồn nước thi công | 231 |
| 1.4.2 Nguồn điện thi công | 231 |
| 1.4.3 Tình hình cung ứng vật tư | 231 |
| 1.4.4 Nguồn nhân công xây dựng và lán trại công trình | 231 |
| 1.4.5 Điều kiện thi công | 232 |
| CHƯƠNG 2 | 233 |
| CÔNG TÁC CHUẨN BỊ | 233 |
| 2.1 CHUẨN BỊ MẶT BẰNG THI CÔNG | 233 |
| 2.1.1 Giải phóng mặt bằng | 233 |
| 2.1.2 Định vị công trình | 233 |
| 2.2 CHUẨN BỊ NHÂN LỰC, VẬT TƯ THI CÔNG | 233 |
| 2.2.1 Máy móc, phương tiện thi công | 233 |
| 2.2.2 Nguồn cung ứng vật tư | 233 |
| 2.2.3 Nguồn nhân công | 233 |
| CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN NGẦM | 235 |
| 3.1 MẶT KIẾN TRÚC | 235 |
| Công trình có 1 tầng hầm. Cao độ sàn tầng hầm là -3.600m | 235 |
| 3.2 MẶT KẾT CẤU | 235 |
| 3.3 PHƯƠNG ÁN THI CÔNG PHẦN NGẦM | 235 |
| 3.3.1 Yêu cầu | 235 |
| 3.3.2 Nội dung phương án | 235 |
| CHƯƠNG 4: THI CÔNG ÉP CỪ | 236 |
| 4.1 Lựa chọn phương án: | 236 |
| 4.2 Tính toán tường cừ thép Larsen: (Trường hợp đỉnh không neo) | 237 |
| 4.3 Kỹ thuật thi công cừ thép larsen: | 238 |
| 4.3.1 Chuẩn bị mặt bằng: | 238 |
| 4.3.2 Quy trình thi công cừ thép : | 239 |

| | |
|--|-----|
| CHƯƠNG 5: THI CÔNG CỌC KHOAN NHỒI TRÌNH TỰ THI CÔNG CỌC NHỒI NHƯ SAU : | 240 |
| 5.1 CHUẨN BỊ VẬT TƯ THIẾT BỊ THI CÔNG CỌC | 240 |
| 5.1.4 Bê tông | 242 |
| 5.2 YÊU CẦU KỸ THUẬT THI CÔNG | 243 |
| 5.2.1 Chuẩn bị nhân sự | 243 |
| 5.2.2 Dung sai cho phép | 243 |
| 5.2.3 Định vị cân chỉnh máy khoan | 244 |
| 5.2.4 Chuẩn bị máy khoan | 244 |
| 5.2.7 Nghiệm thu cọc khoan nhồi | 245 |
| 5.3 TRÌNH TỰ KỸ THUẬT THI CÔNG CỌC NHỒI | 245 |
| 5.3.1 Định vị cọc | 245 |
| CHƯƠNG 6: thi công đào đất | 254 |
| 6.1 Quy trình thi công: | 254 |
| 6.2 : Kỹ thuật đo đất | 254 |
| 6.3 Tính toán khối lượng đào: | 254 |
| 6.4 Chọn máy đào đất: | 254 |
| 6.5 Chọn ô tô vận chuyển đất: | 255 |
| 6.6 Tổ chức mặt bằng thi công đất : | 256 |
| CHƯƠNG 7: thi công MÓNG | 257 |
| 7.1 Thi công cọc khoan nhồi : | 257 |
| 7.2 Thi công đài cọc : | 257 |
| 7.2.1 Công tác chuẩn bị : | 257 |
| 7.2.2 Biện pháp thi công bê tông đài cọc : | 257 |
| CHƯƠNG 8 | 252 |
| THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN THÂN | 263 |
| 8.1. Phương pháp lựa chọn và tính TOÁN ván khuôn: | 263 |
| 8.1.1. Lựa chọn loại ván khuôn sử dụng: | 263 |
| 8.3. Tính TOÁN ván khuôn cho 1 số bộ phận chính của công trình: | 266 |
| CHƯƠNG 9 TỔ CHỨC THI CÔNG PHẦN THÂN CÔNG TRÌNH | 271 |
| CHƯƠNG 10: AN TOÀN LAO ĐỘNG | 275 |

PHẦN I

KIẾN TRÚC

CHƯƠNG 1

KHÁI NIỆM CÔNG TRÌNH

1.1 KHÁI NIỆM KIẾN TRÚC

1.1.1 SỰ CẦN THIẾT CỦA CÔNG TRÌNH

Hiện nay dân số thế giới nói chung và dân số Việt Nam nói riêng đang ngày tăng lên một cách nhanh chóng. Chính vì lý do đó mà nhu cầu về nhà ở cũng tăng lên đáng kể. Mặt khác cùng với sự phát triển về dân số nền kinh tế nước ta cũng không ngừng tăng trưởng, nhu cầu về đời sống vật chất và tinh thần của người dân ngày càng nâng cao. Việc xây dựng các nhà cao tầng có thể đáp ứng được các nhu cầu này bởi các đặc điểm sau đây.

1.1.2 TỔNG QUAN VỀ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

a) Tên công trình

TRUNG TÂM THƯƠNG MẠI AN BÌNH.

b) Địa điểm xây dựng

Công trình được xây dựng ở BÌNH DƯƠNG

c) Qui mô công trình

- Diện tích khu đất: 2546.05 m².

- Chiều cao công trình tính đến sàn mái: 46.2 m (tính từ mặt đất tự nhiên)

- Chiều cao công trình tính đến đỉnh mái: 49.4 m (tính từ mặt đất tự nhiên)

- Công trình có tổng cộng: 15 tầng kết hợp trung tâm thương mại, siêu thị, tiện ích... bao gồm:

+ Tầng hầm: chiều cao tầng hầm 1 3.6m gồm có các phòng kỹ thuật, phòng điện, kho, chỗ để xe máy, chỗ để xe hơi, diện tích mặt bằng 1998 m².

+ Tầng trệt cao 4 m, và lầu 1 cao 3.2m dng lm siêu thị, diện tích mặt bằng 1998 m².

+ Lầu 2 tới 13: chiều cao tầng 3.2 m, diện tích mặt bằng 2035 m².
Diện tích mặt sàn 40700 m².

+ Tầng kỹ thuật: gồm phòng kỹ thuật thang máy và hồ nước mái chứa nước sinh hoạt và phòng cháy chữa cháy.

d) Điều kiện tự nhiên

Đặc điểm khí hậu BÌNH DƯƠNG được chia thành hai mùa rõ rệt

*** Mùa mưa : từ tháng 5 đến tháng 11**

- Nhiệt độ trung bình : 25°C
- Nhiệt độ thấp nhất : 20°C
- Nhiệt độ cao nhất : 36°C
- Lượng mưa trung bình : 274.4 mm (tháng 4)
- Lượng mưa cao nhất : 638 mm (tháng 5)
- Lượng mưa thấp nhất : 31 mm (tháng 11)
- Độ ẩm tương đối trung bình : 48.5%
- Độ ẩm tương đối thấp nhất : 79%
- Độ ẩm tương đối cao nhất : 100%
- Lượng bốc hơi trung bình : 28 mm/ngày đm

*** Mùa khô (từ tháng 12 đến tháng 4)**

- Nhiệt độ trung bình : 27°C
- Nhiệt độ cao nhất : 40°C

*** Gió**

- Vào mùa khô:
 - Gió Đông Nam : chiếm 30% - 40%
 - Gió Đông : chiếm 20% - 30%
- Vào mùa mưa:
 - Gió Tây Nam : chiếm 66%

Hướng gió Tây Nam và Đông Nam có vận tốc trung bình: 2,15 m/s

Gió thổi mạnh vào mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 11, ngoài ra còn có gió Đông Bắc thổi nhẹ.

1.2 ĐẶC ĐIỂM KẾT CẤU

Trong khoảng thời gian gần đây nước ta đã xảy ra một số trận động đất nhẹ, tuy nhiên vẫn chưa có thiệt hại nào đáng kể. Đối với công trình nhà cao tầng việc ảnh hưởng do tải động đất gây ra tương đối lớn gây ảnh đến chất lượng công trình nhưng nước ta nằm trong vùng ít có khả năng xảy ra động đất nếu có cũng chỉ là những dư chấn nhẹ mà thôi. Vì vậy nên công trình Trung Tâm Thương Mại An Bình không tính toán đến khả năng chịu lực động đất của kết cấu bên trên.

Nhằm tạo đường nét hiện đại, không gian rộng công trình ứng dụng các giải pháp thiết kế và thi công tiên bộ nhất hiện nay như móng cọc khoan nhồi, sàn bê tông không dầm...

CHƯƠNG 2

CÁC GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC

2.1 Giải pháp giao thông

Sảnh và hành lang nối giữa các phòng là giải pháp giao thông theo phương ngang của các tầng của công trình.

Giao thông theo phương đứng giữa các tầng gồm có sáu buồng thang máy và hai cầu thang bộ phục vụ thoát hiểm. Cầu thang thoát hiểm được bố trí gần các buồng thang máy và thông với sảnh chính thuận lợi cho việc thoát hiểm khi có sự cố cháy nổ, từ tầng trệt lên lầu 2 có hệ thống thang cuốn phục vụ thuận tiện khách hàng dài lại mua sắm.

2.2 Hệ thống chiếu sáng

Cửa sổ được bố trí đều khắp bốn mặt của công trình và do diện tích mặt bằng công trình lớn nên chỉ 1 bộ phận công trình nhận được hầu hết ánh sáng tự nhiên vào ban ngày, những nơi ánh sáng tự nhiên không thể đến được thì sử dụng chiếu sáng tự nhiên, còn ban đêm sử dụng chiếu sáng nhân tạo là chủ yếu.

2.3 Hệ thống điện

Công trình sử dụng nguồn điện khu vực do tỉnh cung cấp. Ngoài ra còn dùng nguồn điện dự trữ phòng khi có sự cố là một máy phát điện đặt ở tầng kỹ thuật nhằm đảm bảo cung cấp điện 24/24 giờ cho công trình.

Hệ thống điện được đi trong các hộp gen kỹ thuật. Mỗi tầng đều có bảng điều khiển riêng cung cấp cho từng phần hay khu vực. Các khu vực đều có thiết bị ngắt điện tự động để cô lập nguồn điện cục bộ khi có sự cố.

2.4 Cấp nước

Công trình có hồ nước mái, sử dụng nước từ trạm cấp nước thành phố, sau đó bơm lên hồ nước mái, rồi phân phối lại cho các tầng. Bể nước này còn có chức năng dự trữ nước phòng khi nguồn nước cung cấp từ trạm cấp nước bị gián đoạn (sửa chữa đường ống v.v..) và quan trọng hơn nữa là dùng cho công tác phòng cháy chữa cháy.

2.5 Thoát nước

Công trình có hệ thống thoát nước mưa trên sàn kỹ thuật, nước mưa, nước sinh hoạt ở các căn hộ theo các đường ống kỹ thuật dẫn xuống tầng hầm qua các bể lắng lọc sau đó được bơm ra ngoài và đi ra hệ thống thoát nước chung của tỉnh. Tất cả hệ thống đều có các điểm để sửa chữa và bảo trì.

2.6 Phòng cháy chữa cháy

Công trình có trang bị hệ thống phòng cháy chữa cháy cho nhà cao tầng theo đúng tiêu chuẩn TCXD 2622-78 “Phòng cháy chữa cháy cho nhà và công trình yêu cầu thiết kế”. Công trình còn có hệ thống báo cháy tự động và bình chữa cháy bố trí ở khắp các tầng, khoảng cách xa nhất từ các phòng có người ở đến lối thoát gần nhất nằm trong quy định, họng chữa cháy được thiết lập riêng cho cao ốc...

PHẦN II

KẾT CẤU

CHƯƠNG 1 CÁC GIẢI PHÁP KẾT CẤU

1.1 TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ

- | | |
|--|-------------------|
| - Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép | TCXD 356 –2005. |
| - Tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động | TCXD 2737 - 1995. |
| - Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc | TCXD 205 - 1998. |
| - Nhà cao tầng – tiêu chuẩn thiết kế | TCXD 198 – 1997 |
| - Tiêu chuẩn nước ngoài | ACI 318 -2002 |

1.2 GIẢI PHÁP KẾT CẤU CHO CÔNG TRÌNH

1.2.1 Phân tích khái quát hệ chịu lực về nhà cao tầng nói chung

Hệ chịu lực của nhà cao tầng là bộ phận chủ yếu của công trình nhận các loại tải trọng truyền chúng xuống móng và nền đất. Hệ chịu lực của công trình nhà cao tầng nói chung được tạo thành từ các cấu kiện chịu lực chính là sàn, khung và vách cứng.

Hệ tường cứng chịu lực (Vách cứng): Cấu tạo chủ yếu trong hệ kết cấu công trình chịu tải trọng ngang: gió. Bố trí hệ tường cứng ngang và dọc theo chu vi thang máy tạo thành hệ lõi cứng chịu lực và làm tăng độ cứng chống xoắn cho công trình.

Vách cứng là cấu kiện không thể thiếu trong kết cấu nhà cao tầng hiện nay. Nó là cấu kiện thẳng đứng có thể chịu được các tải trọng ngang và đứng. Đặc biệt là các tải trọng ngang xuất hiện trong các công trình nhà cao tầng với những lực ngang tác động rất lớn.

Sự ổn định của công trình nhờ các vách cứng ngang và dọc. Như vậy vách cứng được hiểu theo nghĩa là các tấm tường được thiết kế chịu tải trọng ngang.

Thường nhà cao tầng dưới tác động của tải trọng ngang được xem như một thanh ngàm ở móng

Vì công trình được tính toán chịu tải trọng gió (gió động) nên bố trí thêm 4 vách cứng ở 4 góc của công trình tăng khả năng chịu tải trọng ngang của công trình.

Hệ khung chịu lực: Được tạo thành từ các thanh đứng (cột) và ngang (sàn) liên kết cứng tại chỗ giao nhau của chúng, các khung phẳng liên kết với nhau tạo thành khối khung không gian.

1.2.2 KẾT CẤU CHO CÔNG TRÌNH CHỊU GIÓ ĐỘNG

Do công trình là dạng nhà cao tầng, có bước cột lớn, đồng thời để đảm bảo về mỹ quan cho các căn hộ nên giải pháp kết cấu chính của công trình được chọn như sau:

Kết cấu móng dùng hệ móng cọc khoan nhồi.

Kết cấu sàn phẳng (**sàn dự ứng lực BT**ÁCT dày 25 cm). Sàn đáy tầng hầm dày 30 cm

Kết cấu theo phương thẳng đứng là hệ thống lõi cứng cầu thang bộ và cầu thang máy

Các hệ thống lõi cứng được ngàm vào hệ đài.

Công trình có mặt bằng hình chữ nhật: $L \times B = 51 \times 47$ m, tỉ số $L/B = 1,1$. Chiều cao nhà tính từ mặt móng $H = 52.4$ m do đó ngoài tải đứng khá lớn, tải trọng

ngang tác dụng lên công trình cũng rất lớn và ảnh hưởng nhiều đến độ bền và độ ổn định của ngôi nhà. Từ đó ta thấy ngoài hệ khung chịu lực ta còn phải bố trí thêm hệ lõi, vách cứng để chịu tải trọng ngang.

Tải trọng ngang (chủ yếu xét gió động) do hệ lõi cứng chịu. Xét gió động tác dụng theo nhiều phương khác nhau nhưng ta chỉ xét theo 2 phương chính của công trình là đủ và do một số yêu cầu khi cấu tạo vách cứng ta bố trí vách cứng theo cả hai phương dọc và ngang công trình.

Toàn bộ công trình là kết cấu khung + vách cứng chịu lực bằng BTÁCT

Tường bao che công trình là tường gạch trát vữa ximăng. Bố trí hồ nước mái trên sân thượng phục vụ cho sinh hoạt và cứu hỏa tạm thời.

CHƯƠNG 2 CƠ SỞ THIẾT KẾ

2.1 VẬT LIỆU

2.1.1 Bê tông

| Loại cấu kiện | Cấp độ bền bê tông | Rb (Mpa) | Rbt (Mpa) |
|---------------|--------------------|----------|-----------|
| Bê tông lót | B12.5 | 7.5 | 0.6 |
| Móng | B25 | 17 | 1.2 |
| Vách | B25 | 14.5 | 1.05 |
| Cột | B25 | 14.5 | 1.05 |
| Dầm | B25 | 14.5 | 1.05 |
| Sàn | B25 | 14.5 | 1.05 |
| Cầu thang | B25 | 14.5 | 1.05 |
| Bể nước | B25 | 14.5 | 1.05 |
| Chi tiết phụ | B20 | 11.5 | 0.9 |

2.1.2 Cốt thép

Sử dụng 3 loại thép

CIII, $R_a = R_a' = 365$ Mpa, $E_a = 200000$ Mpa

CII, $R_a = R_a' = 280$ Mpa, $E_a = 210000$ Mpa

CI, $R_a = R_a' = 225$ Mpa, $E_a = 210000$ Mpa

2.2 CHƯƠNG TRÌNH VÀ PHẦN MỀM

- ETAB 9.5.0 Phân tích kết cấu tổng thể không gian
- SAP 2000 11,
- SAFE 12.2.0
- Các bảng tính Excel

2.3 TẢI TRỌNG

2.3.1 TẢI TRỌNG THẲNG ĐÚNG TÁC DỤNG LÊN CÔNG TRÌNH

Chiều dày sàn chọn dựa trên các yêu cầu:

Về mặt truyền lực: đảm bảo cho giả thiết sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó (để truyền tải ngang, chuyển vị...)

Yêu cầu cấu tạo: Trong tính toán không xét việc sàn bị giảm yếu do các lỗ khoan treo móc các thiết bị kỹ thuật (ống điện, nước, thông gió,...).

Yêu cầu công năng: Công trình sẽ được sử dụng làm chung cư cao cấp nên các hệ tường ngăn (không có hệ đà đỡ riêng) có thể thay đổi vị trí mà không làm tăng đáng kể nội lực và độ võng của sàn.

2.3.2 TẢI TRỌNG NGANG TÁC DỤNG LÊN CÔNG TRÌNH**2.3.3 CÁC TRƯỜNG HỢP TẢI TRỌNG**

| TT | TẢI TRỌNG | Loại | Định nghĩa |
|----|-----------|------------|----------------------|
| 1 | TT | DEAD | Tải trọng bản thân |
| 2 | HT | LIVE | Hoạt tải |
| 3 | TUONG | SUPER DEAD | Trải trọng tường |
| 4 | HOANTHIEN | SUPER DEAD | Tải trọng hoàn thiện |
| 5 | GIOTINHX | WIND | gió X |
| 6 | GIOTINHY | WIND | Gió Y |
| 7 | GIODONGX | WIND | Gió động X |
| 8 | GIODONGÀY | WIND | Gió động Y |

2.3.4 CÁC TRƯỜNG HỢP TỔ HỢP TẢI TRỌNG

Để đơn giản quá trình tính toán, ta khai báo thêm 1 số tổ hợp trung gian như sau:

| Tổ hợp | Loại | Thành phần | Trường hợp tải |
|--------|------|----------------------|----------------|
| TTT | ADD | TT+TUONG+HOANTHIEN | Static |
| HT | ADD | 1.LIVE | Static |
| GIOX | ADD | GIOTINHX + GIODONGX | Static |
| GIOY | ADD | GIOTINHY + GIODONGÀY | Static |

Cấu trúc các trường hợp tổ hợp tải trọng tính toán :

| Tổ hợp | Loại | Thành phần |
|--------|------|---------------------|
| TH1 | ADD | 1.TTT+1.HT |
| TH2 | ADD | 1.TTT+1GIOX |
| TH3 | ADD | 1.TTT-1GIOX |
| TH4 | ADD | 1.TTT+1GIOY |
| TH5 | ADD | 1.TTT-1GIOY |
| TH6 | ADD | 1.TTT+0,9HT+0,9GIOX |
| TH7 | ADD | 1.TTT+0,9HT-0,9GIOX |
| TH8 | ADD | 1.TTT+0,9HT+0,9GIOY |
| TH9 | ADD | 1.TTT+0,9HT-0,9GIOY |
| BAO | ENVE | (TH1,TH2, ..., TH9) |

2.3.5 QUY ĐỔI TƯƠNG ĐƯƠNG VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG TỪ TIÊU CHUẨN VIỆT NAM SANG TIÊU CHUẨN HOA KỲ

Phân tích toán sàn tầng điển hình và khung trong bài có sử dụng các quy định trong tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép Hoa Kỳ ACI 318. Do đó, việc cần làm là sử dụng các giá trị đầu vào đúng (vật liệu, tải trọng)

a. Quy đổi cường độ vật liệu

Cường độ đặc trưng f'_c được dùng trong ACI 318 - 02 được định nghĩa là cường độ thí nghiệm mẫu lăng trụ $6 \times 12 \text{ in}$ với xác suất đảm bảo 95%.

Cường độ đặc trưng (cấp độ bền) được dùng trong TCXD 356:2005 được định nghĩa là cường độ thí nghiệm mẫu lập phương $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}$ cũng với xác suất đảm bảo 95%.

Theo phần A3 của phụ lục A, TCXD 356:2005, cường độ mẫu lăng trụ có thể được quy đổi từ cường độ đặc trưng mẫu lập phương (cấp độ bền) qua công thức:

$$R_{bn} = B(0,77 - 0,001B)$$

Cường độ thép f_y trong ACI 318 - 02 là giới hạn chảy trong thí nghiệm kéo thép. Trong tiêu chuẩn Việt Nam, giá trị tương ứng là $R_{s,ser}$

$$f_y = R_{s,ser} \approx 1,05R_s$$

b. Quy đổi gần đúng giá trị nội lực tính toán giữa tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn Hoa Kỳ

Hệ số tổ hợp tải trọng cho việc tính toán kết cấu theo tiêu chuẩn Hoa Kỳ được cho trong bảng sau:

| Trường hợp tải trọng | Các hệ số tổ hợp |
|--|---|
| Trường hợp cơ bản (D+L) | $U = 1,4D + 1,7L$ $U = 1,2(D+F+L) + 1,6(L+H) + 0,5(L_r \text{ hoặc } S \text{ hoặc } R)$ |
| Trường hợp có tải trọng gió (W) hoặc tải trọng động đất (E) | $U = 0,75(1,4D + 1,7L) + (1,6W \text{ hoặc } 1E)$ $U = 0,9D + (1,6W \text{ hoặc } 1E)$ |
| Khi có tải trọng do áp lực đất (H) | $U = 1,4D + 1,7L + 1,7H$ |
| Tải trọng do nhiệt độ, lún, từ biến, co ngót của bê tông (T) | $U = 0,75(1,4D + 1,7L + 1,7H)$ nhưng không nhỏ hơn giá trị $U = (1,4D + T)$ |
| Tải trọng do chất lỏng tác dụng (F) | $U = 1,4D + 1,7L + 1,7F$ $U = 0,9D + 1,7H$ |

Trong các tổ hợp tải trọng nêu trên:

- D là tĩnh tải;
- L là hoạt tải;
- W là tải trọng gió;
- L_r là hoạt tải trên mái che;

- S là tải trọng tuyết;
- R là tải trọng do mưa;
- E là tải trọng do lực động đất;
- F là tải trọng cho chất lỏng, nước;
- T là tải trọng do nhiệt độ.

So sánh tổ hợp tải trọng cơ bản trong hai tiêu chuẩn:

ACI: $1,4 \times DL + 1,7 \times LL$

TCXD: $1,1 \times DL + 1,2 \times LL$

Gần đúng, có thể lấy nội lực tính được từ TCXD 2737:1995 nhân với hệ số 1,35 trước khi tính toán theo ACI.

2.4 TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN KẾT CẤU

Trình tự tính toán toàn bộ kết cấu cho một công trình sàn ứng lực trước như sau

- **Bước 1:** tính toán các kết cấu phụ (cầu thang, ...);
- **Bước 2:** xây dựng mô hình công trình phân tích động lực học của kết cấu;
- **Bước 3:** sử dụng kết quả phân tích động lực học tính toán các tải trọng đặc biệt tác dụng lên công trình (gió...);
- **Bước 4 :** khai báo tải trọng gió vào mô hình công trình;
- **Bước 5 :** tính toán sàn không dầm với kết quả tải trọng ngang (gió) vừa phân tích;
- **Bước 6 :** tiến hành giải khung phân tích nội lực kết cấu
- **Bước 7 :** tính toán khung (cột, vách...) ở đây chỉ tính cột
- **Bước 8 :** tính toán móng.
- **Bước 9:** kiểm tra ổn định tổng thể công trình.

CHƯƠNG 3

TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ

Trình tự tính toán:

Giới thiệu chung;

Sơ bộ chọn kích thước tiết diện cầu thang;

Tải trọng tác dụng lên cầu thang;

Tính toán các bộ phận của cầu thang;

Bố trí cốt thép.

3.1. GIỚI THIỆU CHUNG

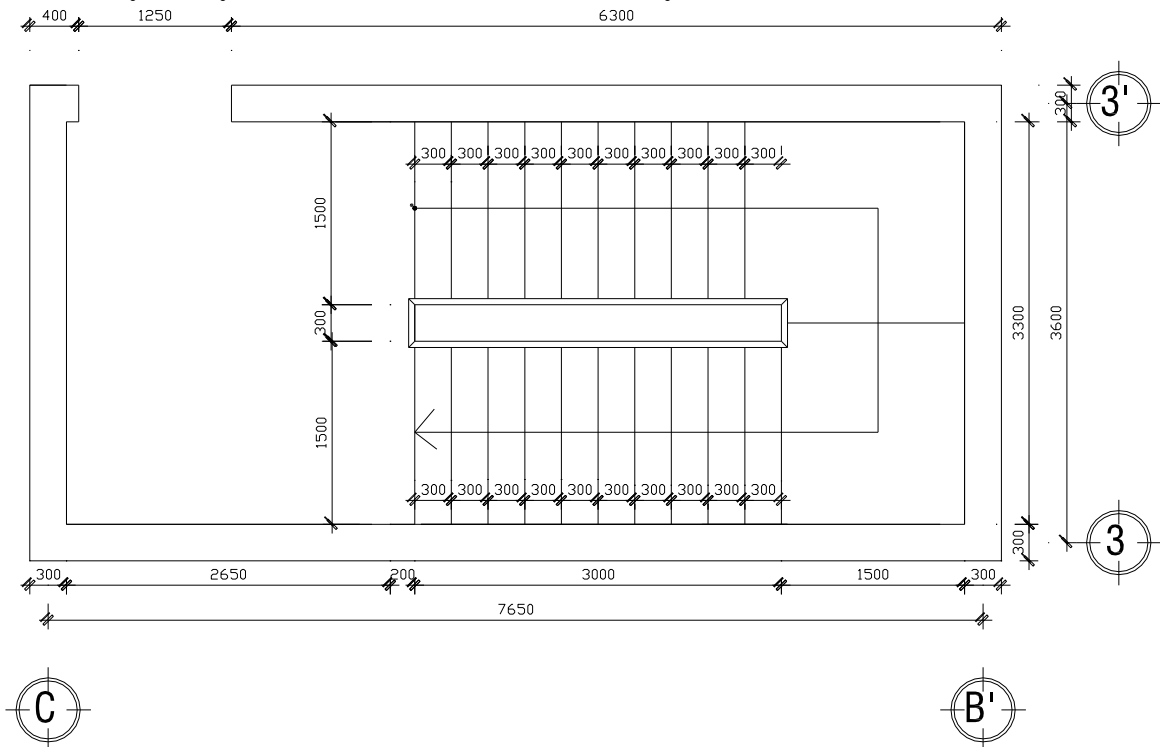
Cầu thang là bộ phận kết cấu của công trình có mục đích phục vụ cho việc giao thông theo phương đứng của người sinh sống hoặc làm việc trong công trình đó.

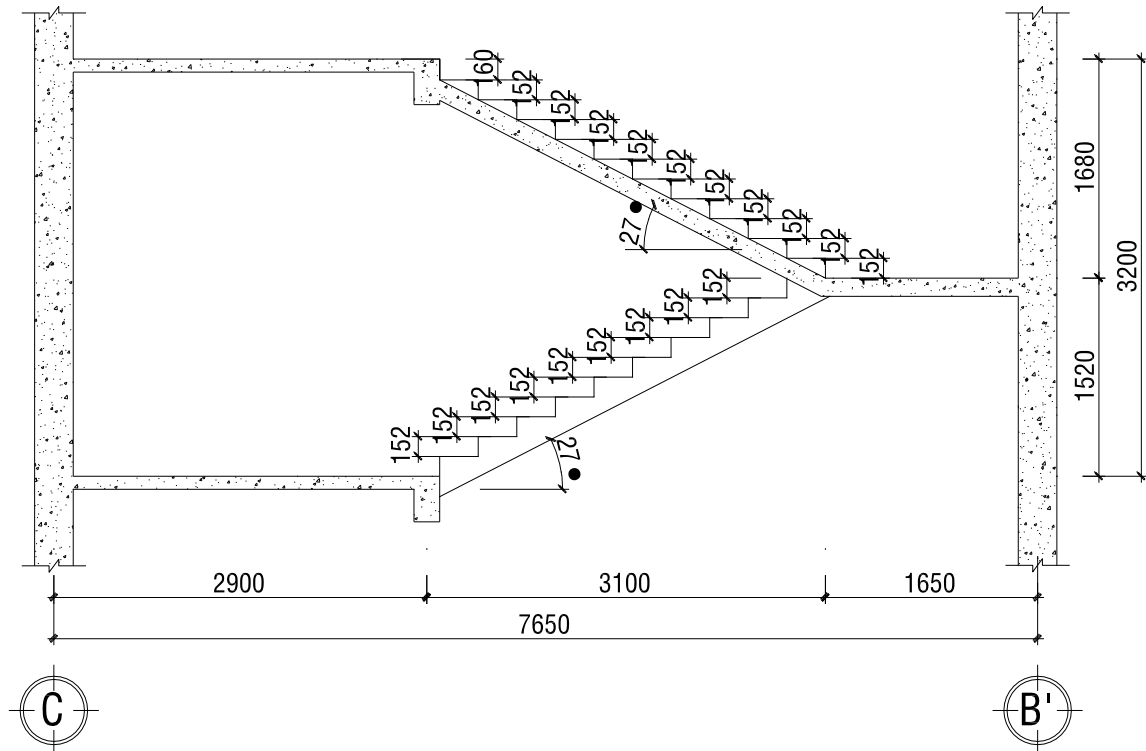
Vị trí cầu thang phải đảm bảo cho việc sử dụng của nhiều người trong những lúc bình thường cũng như khi có sự cố cháy, nổ... do đó thiết kế cầu thang theo các yêu cầu sau:

- Bề rộng phải đảm bảo yêu cầu đi lại và thoát hiểm;
- Kết cấu phải đủ khả năng chịu lực, có độ bền vững;
- Có khả năng chống cháy;
- Thi công dễ dàng.

Trong trường hợp đông người thoát hiểm, cầu thang phải chịu một tải trọng động rất lớn vì vậy cầu thang cần phải đảm bảo đủ khả năng chịu lực, không nứt...

3.2. SƠ BỘ CHỌN KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN CẦU THANG





Hình 3.1: Kiến trúc cầu thang.

Kích thước bậc thang thỏa mãn tính thích dụng chọn theo $2h_b + l_b = (60 \div 62)$ cm,

chọn $l_b = 300$ mm, $h_b = 152$ mm riêng bậc cuối cùng cao 160mm.

Tất cả có 21 bậc thang vé 1 có 10 bậc, vé 2 có 11 bậc.

Góc nghiêng của bản thang 27°

Chọn chiều dày bản thang và chiều nghỉ $h_{bt} = \frac{L_o}{25 \div 35}$, $L_o = 4,75$ m \Rightarrow

$h_{bt} = (13,6 \div 19)$ cm, chọn $h_{bt} = 14$ cm.

Chiều dày bản chiếu tới $h_{ct} = 10$ cm.

Chọn tiết diện dầm chiếu tới $h_d = \frac{L_o}{10 \div 12}$ chọn $h_d = 35$ cm, $b_d = 20$ cm.

3.3. Tải trọng tác dụng lên bản thang

a. chiều nghỉ, chiếu tới

Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo được xác định theo công thức:

$$g_c = \sum \gamma_i \cdot \delta_i \cdot n_i \quad (\text{kN/m}^2)$$

(4.1)

trong đó: γ_i - khối lượng của lớp thứ i ;

δ_i - chiều dày của lớp thứ i ;

n_i - hệ số độ tin cậy của lớp thứ i .

Bảng 3.1: Tải trọng bản chiếu nghỉ.

| Các lớp cấu tạo | δ_i (m) | γ_i (kN/m ³) | Hệ số tin cậy | $g^{tác}$ (kN/m ²) | $g^{tác}$ (kN/m ²) |
|----------------------|-------------------|------------------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Đá hoa cương | 0.01 | 20 | 1.1 | 0.20 | 0.22 |
| Vữa xi măng | 0.02 | 18 | 1.3 | 0.36 | 0.468 |
| Bản bê tông cốt thép | 0.14 | 25 | 1.1 | 3.50 | 3.85 |
| Vữa trát | 0.015 | 18 | 1.3 | 0.27 | 0.351 |
| Hoạt tải | | | 1.2 | 3 | 3.6 |
| Tổng | | | | 7.33 | <u>8.49</u> |

Bảng 3.2 tải trọng bản chiếu tới.

| Các lớp cấu tạo | δ_i (m) | γ_i (kN/m ³) | Hệ số tin cậy | $g^{tác}$ (kN/m ²) | $g^{tác}$ (kN/m ²) |
|----------------------|-------------------|------------------------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Đá hoa cương | 0.01 | 20 | 1.1 | 0.20 | 0.22 |
| Vữa xi măng | 0.02 | 18 | 1.3 | 0.36 | 0.468 |
| Bản bê tông cốt thép | 0.1 | 25 | 1.1 | 2.50 | 2.75 |
| Vữa trát | 0.015 | 18 | 1.3 | 0.27 | 0.351 |
| Hoạt tải | | | 1.2 | 3 | 3.6 |
| Tổng | | | | 6.33 | <u>7.39</u> |

b. bản thang(phần bản xiên)

Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo được xác định theo công thức:

$$g_b = \sum \gamma_i \cdot \delta_{tdi} \cdot n_i \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4.2)$$

trong đó: γ_i - khối lượng của lớp thứ i;

δ_{tdi} - chiều dày tương đương của lớp thứ i.

- Đối với các lớp gạch (đá hoa cương, đá mài...) và lớp vữa có chiều dày δ_i chiều dày tương đương được xác định như sau:

$$\delta_{tdi} = \frac{(l_b + h_b) \delta_i \cdot \cos \alpha}{l_b}$$

α - góc nghiêng của bản thang.

- Đối với bậc thang xây gạch có kích thước l_b , h_b , chiều dày tương đương được xác định như sau:

$$\delta_{td} = \frac{h_b \cos \alpha}{2}$$

n_i - hệ số độ tin cậy của lớp thứ i.

Bảng 3.3: Chiều dày tương đương các lớp cấu tạo bản thang

| Các lớp cấu tạo | l_b (m) | h_b (m) | δ (m) | Góc (độ) | δ_{td} (m) |
|-----------------|-----------|-----------|--------------|----------|-------------------|
| Đá hoa cương | 0.3 | 0.152 | 0.01 | 27.00 | 0.013 |
| Vữa xi măng | 0.3 | 0.152 | 0.02 | 27.00 | 0.027 |

| | | | | | |
|--------------|-----|-------|------|-------|-------|
| Bậc gạch xây | 0.3 | 0.152 | 0.14 | 27.00 | 0.068 |
|--------------|-----|-------|------|-------|-------|

Trọng lượng của lan can $g^{\text{tác}} = 0.30 \text{ kN/m}$. Do đó qui tải lan can trên đơn vị m^2 bản nghiêng:

$$g_{\text{lc}}^{\text{tác}} = 0.3 / 1.5 = 0.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

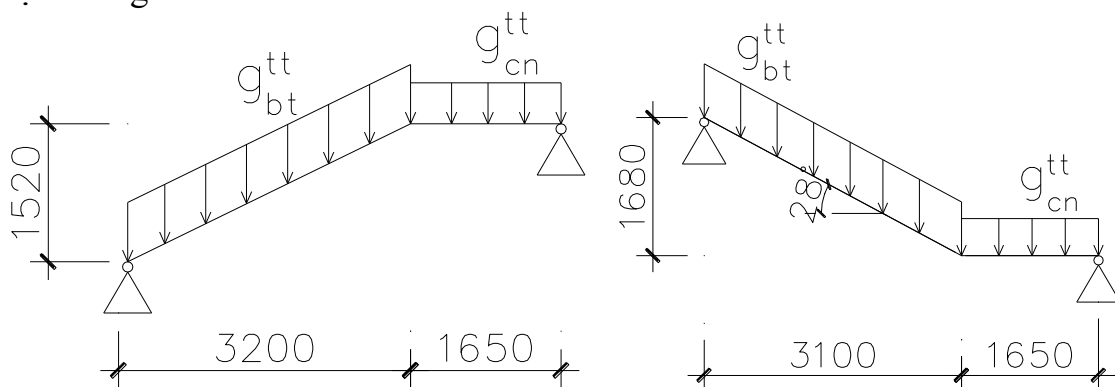
| Bảng 3.4: Tải trọng truyền lên bản nghiêng | | | | | |
|---|-----------------|---------------------------------|---------------|---|--|
| Các lớp cấu tạo | δ (m) | γ (kN/m^3) | Hệ số tin cậy | $g^{\text{tác}}$ (kN/m^2) | g^{tt} (kN/m^2) |
| Đá hoa cương | 0.013 | 20 | 1.1 | 0.26 | 0.286 |
| Vữa xi măng | 0.027 | 18 | 1.3 | 0.49 | 0.6318 |
| Bậc gạch xây | 0.068 | 18 | 1.3 | 1.22 | 1.5912 |
| Bản bê tông cốt thép | 0.14 | 25 | 1.1 | 3.5 | 3.85 |
| Vữa xi măng | 0.015 | 18 | 1.3 | 0.27 | 0.351 |
| Tổng(phương xin) | | | | 5.74 | 6.71 |
| Tổng(phương đứng) | | | | 6.43 | 7.52 |
| Lan can | | | 1.3 | 0.2 | 0.26 |
| Hoạt tải | | | 1.2 | 3 | 3.6 |
| Tổng | | | | 9.63 | <u>11.38</u> |

3.4. TÍNH TOÁN CÁC BỘ PHẬN CỦA CẦU THANG

3.4.1. Tính bản thang

a. sơ đồ tính

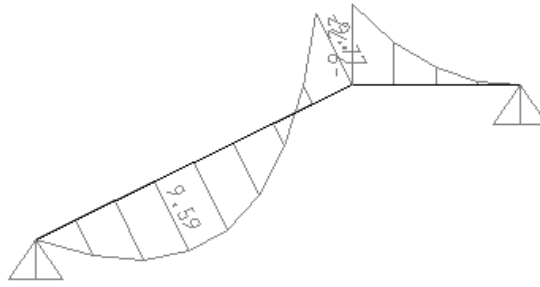
Xem bản thang vẽ 1 và vẽ 2 như bản 1 phương, 1 đầu kê lên dầm chiếu tới xem như khớp (vì $h_d/h_b = 35/14 = 2,5 < 3$), 1 đầu ngàm vào vách, tuy nhiên do điều kiện thi công vách thi công trước bản thang được thi công sau liên kết giữa bản khó đạt ngàm tuyệt đối, để thiên về an toàn chọn sơ đồ 2 đầu khớp(vì moment lúc này không phải phân bố về ngàm) tính toán sau đó bố trí thép cấu tạo trên gối.



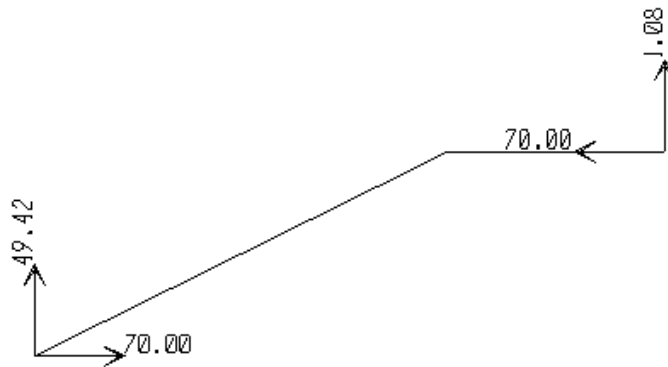
Hình 3.2: Sơ đồ tính và tải trọng tác dụng lên bản thang.

b. xác định nội lực

Phân tích nội lực sử dụng phần mềm sap V.11. kết quả như sau:
 Vế 1:

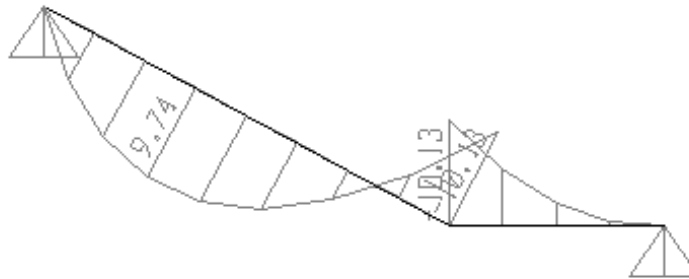


Hình 3.3: Biểu đồ momen vế 1 (kNm)

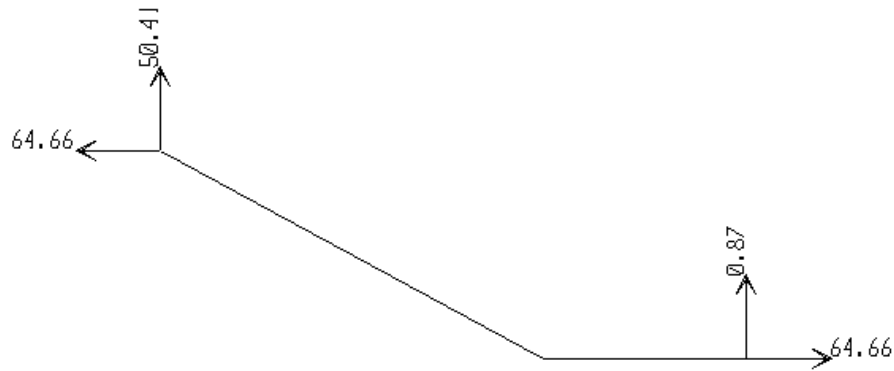


Hình 3.4: Biểu đồ phản lực gối vế 1 (kN)

Vế 2:



Hình 3.3: Biểu đồ momen vế 2 (kNm)



Hình 3.6: Biểu đồ phản lực gối vế 2 (kN)

c. Tính cốt thép

Vế 2 có nội lực lớn hơn, do đó tính thép cho vế 2 và bố trí thép chung cho cả 2 vế. Bản thang được tính như cấu kiện chịu uốn.

Giả thiết tính toán:

- a = 2 cm khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép bê tông chịu kéo;
- $h_0 = 14 - 2 = 12$ cm chiều cao có ích của tiết diện;
- b = 100cm bề rộng tính toán của dải

| Bảng 3.5: Đặc trưng vật liệu | | | | | | | |
|-------------------------------------|-------------------|------------------|------------|---------|----------------|-------------------|------------------|
| Bê tông B25 | | | | | Cốt thép CI | | |
| R_b (Mpa) | R_{bt} (Mpa) | E_b (MPa) | α_R | ξ_R | R_s (Mpa) | R_{sc} (Mpa) | E_s (Mpa) |
| 14.5 | 1.05 | 30×10^3 | 0.427 | 0.618 | 225 | 225 | 21×10^4 |

Các bước tính toán cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \times R_b \times b \times h_0^2}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \frac{\xi \times \gamma_b \times R_b \times b \times h_0}{R_s}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu_{\min} < \mu\% = \frac{A_s}{b \times h_0} \cdot 100 < \mu_{\max}$$

$$\mu_{\min} = 0,1\% \quad ; \quad \mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} 100\% = 0,618 \frac{14,5}{225} 100\% = 3,98\%$$

Bảng 3.6: Tính cốt thép bản thang

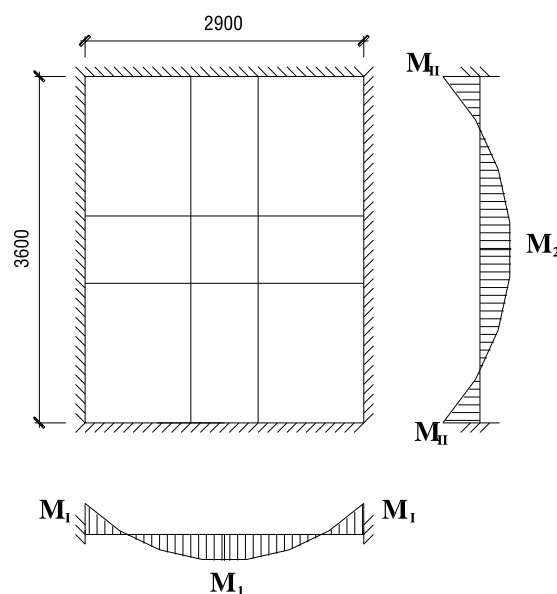
| Tên cấu kiện | Vị trí | M (kN.m) | b (cm) | h _o (cm) | m (cm) | y (cm) | A _s ^{tt} (cm ²) | Chọn thép | | | i% | Kiểm tra |
|--------------|-------------------------------|----------|--------|---------------------|--------|--------|---|-----------|------------|---|-------|----------|
| | | | | | | | | Đ | a (mm) | A _s ^{chọn} (cm ²) | | |
| | | | | | | | | (mm) | (mm) | (cm ²) | | |
| Vế 2 | M ^{gõi} trái | 0 | 100 | 12 | 0.000 | 0 | 0 | <u>8</u> | <u>200</u> | <u>2.513</u> | 0.209 | CT |
| | M ⁺ _{max} | 9.74 | 100 | 12 | 0.047 | 0.047 | 3.696 | <u>10</u> | <u>160</u> | <u>4.909</u> | 0.409 | OK |
| | M ⁻ _{max} | 10.13 | 100 | 12 | 0.041 | 0.049 | 3.848 | <u>10</u> | <u>160</u> | <u>4.909</u> | 0.409 | OK |
| | M ^{gõi} phải | 0 | 100 | 12 | 0.000 | 0 | 0 | <u>8</u> | <u>200</u> | <u>2.513</u> | 0.209 | CT |
| Vế 1 | M ^{gõi} trái | 0 | 100 | 12 | 0.000 | 0 | 0 | <u>8</u> | <u>200</u> | <u>2.513</u> | 0.209 | CT |
| | M ⁺ _{max} | 9.59 | 100 | 12 | 0.039 | 0.046 | 3.637 | <u>10</u> | <u>160</u> | <u>4.909</u> | 0.409 | OK |
| | M ⁻ _{max} | 9.77 | 100 | 12 | 0.040 | 0.047 | 3.707 | <u>10</u> | <u>160</u> | <u>4.909</u> | 0.409 | OK |
| | M ^{gõi} phải | 0 | 100 | 12 | 0.000 | 0 | 0 | <u>8</u> | <u>200</u> | <u>2.513</u> | 0.209 | CT |

3.4.2. Tính bản chiếu tới

a. Sơ đồ tính

Bản chiếu tới kích thước 3,6x2,9m có $\frac{l_2}{l_1} = \frac{3,6}{2,9} = 1,241 < 2 \Rightarrow$ bản làm việc 2

phương. Tính như bản kê 4 đầu ngàm, do 3 mặt ngàm vào vách (độ cứng vách lớn hơn rất nhiều so với độ cứng bản và thi công cùng lúc với sàn tầng). Mặt còn lại liên kết với dầm chiếu tới có: $\frac{h_d}{h_{cn}} = \frac{35}{10} > 3$, bản và dầm đổ toàn khối do đó xem bản liên kết ngàm với dầm chiếu tới.



Hình 4.4: sơ đồ tính và nội lực của bản chiếu tới.

b. Xác định nội lực

Xét bản kê 4 cạnh sơ đồ 9:

Momen dương lớn nhất ở giữa bản:

$$M_I = m_{91} \cdot P \text{ (kNm);}$$

$$M_{II} = m_{92} \cdot P \text{ (kNm);}$$

Momen âm lớn nhất ở gó:

$$M_I = k_{91} \cdot P \text{ (kNm);}$$

$$M_{II} = k_{92} \cdot P \text{ (kNm);}$$

Trong đó:

$m_{91}, m_{92}, k_{91}, k_{92}$ – các hệ số tra bảng theo tỉ số l_2/l_1 ;

l_2, l_1 – tương ứng là cạnh dài và cạnh ngắn của bản chiếu nghiêng ;

P – tổng tải trọng tác dụng lên chiếu nghiêng ;

M_I, M_{II}, M_I, M_{II} – các momen dương, âm ứng với phương cạnh ngắn và cạnh dài của ô bản.

| Kích thước | | q (kN/m ²) | P (kN) | l_2/l_1 | Các hệ số | | | | Giá trị Mômen (kN.m/m) | | | |
|--------------|--------------|---------------------------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|---------------------------|----------|-------|----------|
| l_1 (m) | l_2 (m) | | | | m_{91} | m_{92} | k_{91} | k_{92} | M_I | M_{II} | M_I | M_{II} |
| 2.9 | 3.6 | 7.39 | 77.14 | 1.24 | 0.0206 | 0.0135 | 0.0472 | 0.0307 | 1.593 | 1.038 | 3.642 | 2.367 |

c. Tính thép

Ô bản nắp được tính như cấu kiện chịu uốn.

Giả thiết tính toán:

- $a_1 = 1.5 \text{ cm}$ - khoảng cách từ trọng tâm cốt thép theo phương cạnh ngắn
đến mép bê tông chịu kéo;
- $a_2 = 2 \text{ cm}$ - khoảng cách từ trọng tâm cốt thép theo phương cạnh dài
đến mép bê tông chịu kéo;
- h_0 - chiều cao có ích của tiết diện ($h_0 = h_{bn} - a$), tùy theo
phương đang xét;
- $b = 100 \text{ cm}$ - bề rộng tính toán của dải bản.

| Bê tông B25 | | | | | Cốt thép CI | | |
|----------------|-------------------|------------------|------------|---------|----------------|-------------------|------------------|
| R_b (Mpa) | R_{bt} (Mpa) | E_b (MPa) | α_R | ξ_R | R_s (Mpa) | R_{sc} (Mpa) | E_s (Mpa) |
| 14.5 | 1.05 | 30×10^3 | 0.427 | 0.618 | 225 | 225 | 21×10^4 |

Các bước tính toán cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \times R_b \times b \times h_0^2}$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \frac{\xi \times \gamma_b \times R_b \times b \times h_0}{R_s}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu_{\min} < \mu\% = \frac{A_s}{b \times h_0} \cdot 100 < \mu_{\max}$$

$$\mu_{\min} = 0,1\% \quad ; \quad \mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} 100\% = 0,618 \frac{14.5}{225} 100\% = 3,98\%$$

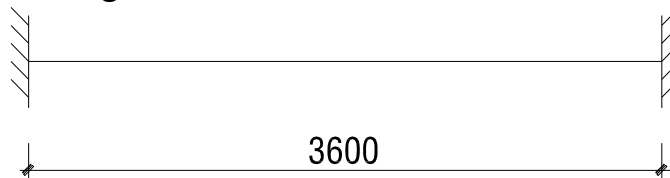
Bảng 3.9: Tính thép bản chiều tới.

| Vị trí | M (kN. m) | b cm | h _o c m | m cm | y _R cm | A _s ^{tt} cm | Chọn thép | | | i% | Kiểm tra |
|-------------------------------|-----------------|---------|--------------------------|-----------|----------------------|------------------------------------|-----------------|-------------------|-------------------------------------|--------|-------------|
| | | | | | | | ρ | a | A _s ^{chọn} n | | |
| | | | | | | | (mm) | (mm) | (cm ²) | | |
| Nhịp L₁ | 1.59 3 | 10 0 | 8. 5 | 0.01 5 | 0.01 5 | 0.83 9 | <u>6</u> | <u>200</u> | <u>1.41</u> | 0.1664 | OK |
| Nhịp L₂ | 1.03 8 | 10 0 | 8 | 0.01 1 | 0.01 1 | 0.58 0 | <u>6</u> | <u>200</u> | <u>1.41</u> | 0.1664 | OK |
| Gối L₁ | 3.64 2 | 10 0 | 8. 5 | 0.03 5 | 0.03 5 | 1.93 9 | <u>8</u> | <u>200</u> | <u>2.51</u> | 0.2956 | OK |
| Gối L₂ | 2.36 7 | 10 0 | 8. 5 | 0.02 3 | 0.02 3 | 1.25 2 | <u>8</u> | <u>200</u> | <u>2.51</u> | 0.2956 | OK |

4.4.3. Tính dầm chiều tới

a. Sơ đồ tính

Dầm chiều tới thi công cùng lúc với sàn tầng. Độ cứng vách lớn hơn rất nhiều so với dầm nên quan niệm dầm chiều tới ngàm 2 đầu vào vách. Sơ đồ tính là dầm đơn giản 2 đầu ngàm.

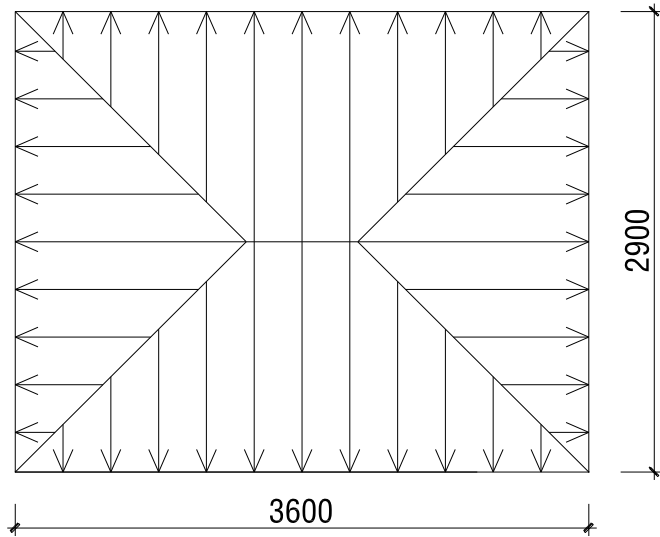


Hình 3.5: Sơ đồ tính dầm chiều tới.

b. tải trọng tác dụng lên dầm chiều tới

Trọng lượng bản thân dầm : $g_d = 0,20,35.25 \times 1,1 = 1,925 kN / m$.

Tải trọng do bản chiều tới truyền vào theo diện truyền tải hình thang:



Hình 3.6: Sơ đồ truyền tải từ bản lên dầm chiếu tới

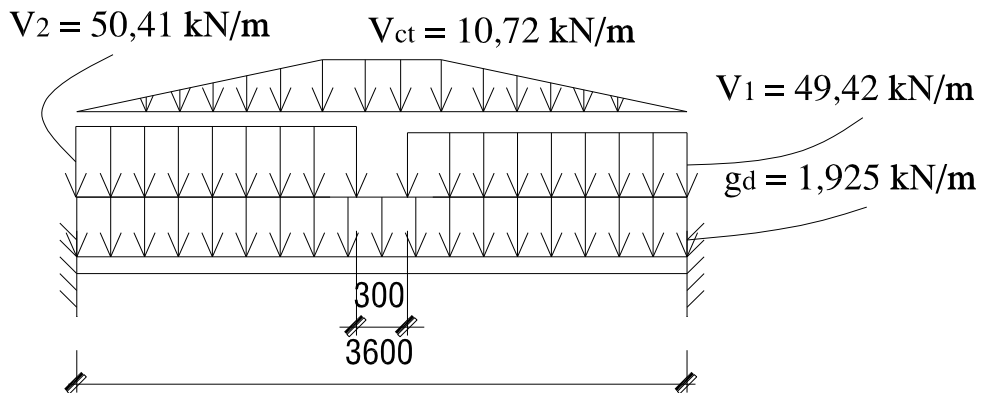
$$V_{ct} = q_{bct} l = \frac{1}{2} 7,39.2,9 = 10,7155(kN / m)$$

Tải trọng do bản thang truyền vào dựa vào kết quả phản lực gối của 2 vế thang:

$$V_{bt1} = 49,42 \text{ kN/m};$$

$$V_{bt2} = 50,41 \text{ kN/m}.$$

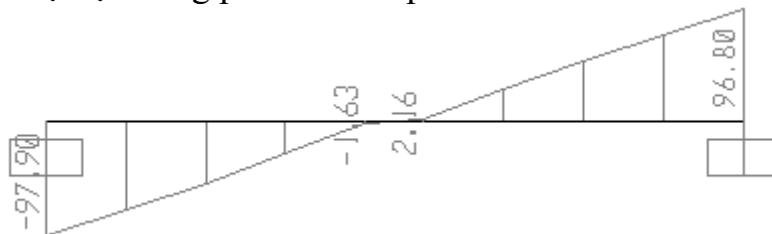
Phản lực ngang coi như truyền vào sàn.



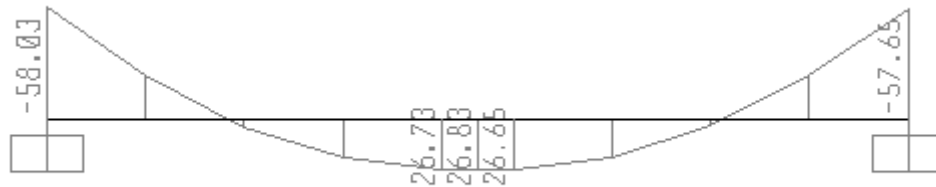
Hình 3.7: Sơ đồ tải trọng tác dụng lên dầm chiếu tới.

c. Nội lực

Phân tích nội lực bằng phần mềm sap V.11



Hình 3.8: Biểu đồ lực cắt dầm chiếu tới.



Hình 3.9: Biểu đồ mô men dọc chiều tới.

d. Tính cốt thép

Tính cốt dọc

Giả thiết tính toán:

- $a = 4$ cm khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép bê tông chịu kéo;
- $h_0 = 35 - 4 = 31$ cm chiều cao có ích của tiết diện.

Bảng 3.10: Đặc trưng vật liệu

| Bê tông B25 | | | | | Cốt thép CII | | |
|----------------|-------------------|------------------|------------|---------|----------------|-------------------|------------------|
| R_b (Mpa) | R_{bt} (Mpa) | E_b (MPa) | α_R | ξ_R | R_s (Mpa) | R_{sc} (Mpa) | E_s (Mpa) |
| 14.5 | 1.05 | 30×10^3 | 0.417 | 0.593 | 280 | 280 | 21×10^4 |

Các bước tính toán cốt thép

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b \times R_b \times b \times h_0^2}$$

$> 0,5$ tăng tiết diện dầm

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \frac{\xi \times \gamma_b \times R_b \times b \times h_0}{R_s}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu_{\min} < \mu\% = \frac{A_s}{b \times h_0} \cdot 100 < \mu_{\max}$$

$$\mu_{\min} = 0,1\% \quad ; \quad \mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} 100\% = 0,593 \frac{14,5}{280} 100\% = 3,07\%$$

Bảng 3.11: Tính thép dọc dầm chiều tới.

| Vị trí | M (kN.m) | b cm | h_0 cm | m cm | γ_R cm | A_s^{tt} cm | Chọn thép | | | $i\%$ | Kiểm tra |
|-----------------|-------------|---------|-------------|---------|------------------|------------------|-----------|----------|---------------------------------|-------|----------|
| | | | | | | | P | số thanh | $A_s^{chọn}$ cm ² | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Gối trái | 58.030 | 20 | 31 | 0.208 | 0.236 | 7.580 | <u>18</u> | <u>3</u> | <u>7.63</u> | 1.23 | OK |
| Nhịp | 26.830 | 20 | 31 | 0.096 | 0.101 | 3.256 | <u>18</u> | <u>2</u> | <u>5.089</u> | 0.82 | OK |
| Gối phải | 57.650 | 20 | 31 | 0.207 | 0.234 | 7.523 | <u>18</u> | <u>3</u> | <u>7.63</u> | 1.23 | OK |

Tính cốt đai (theo các mục 6.3.2.1 tới 6.2.3.4 TCXD 356-2005)

Bước 1: Chọn số liệu đầu vào

- Chọn cấp độ bền của bê tông: R_b, R_{bt}, E_b .
- Chọn loại cốt đai: R_{sw}, E_s .
- Tra bảng tìm: $\varphi_{b2}, \varphi_{b3}, \varphi_{b4}, \square$.

Bước 2: Kiểm tra về điều kiện tính toán

$$Q_A \leq Q_o = 0.5 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_o$$

Trong đó:

- R_{bt} – cường độ tính toán về kéo của bê tông;
- b, h_o – bề rộng, chiều cao làm việc của tiết dài;en;
- φ_{b4} – hệ số phụ thuộc loại bê tông;
- φ_n – hệ số kể đến ảnh hưởng của lực dọc N (nếu có).

Khi N là lực nén:

$$\varphi_n = \frac{0.1N}{R_{bt} b h_o} \leq 0.5.$$

Khi N là lực kéo:

$$\varphi_n = \frac{-0.2N}{R_{bt} b h_o} \text{ và } |\varphi_n| \leq 0.8.$$

- Nếu thỏa điều kiện thì đặt cốt đai theo cấu tạo.
- Nếu không thỏa phải tính cốt đai.

Bước 3: Tính toán cốt đai

$$\text{- Tính: } C_* = \frac{2M_b}{Q_A}$$

Trong đó:

- Q_A – lực cắt lớn nhất trong phạm vi đoạn dầm cần tính toán;
- $M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2$

- Với: φ_{b2} – hệ số phụ thuộc loại bê tông;
 φ_f – hệ số xét ảnh hưởng của cánh chịu nén trong tiết diện

chữ T

$$\varphi_f = \frac{0.75(b'_f - b)h'_f}{b h_o}, \varphi_f \leq 0,5$$

$$b'_f \leq b + 3h'_f$$

trong đó:

b'_f - bề rộng bản cánh;

h'_f - chiều cao bản cánh;

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5.$$

- Từ C_* xác định C, C_o theo bảng:

| Bảng 3.12: Xác định C, C_o | | | |
|---|---------|-----------------|----------|
| C_* | $< h_o$ | $h_o \div 2h_o$ | $> 2h_o$ |

| | | | |
|-------|-------|----|--------|
| C | h_o | C* | C* |
| C_o | C* | C* | $2h_o$ |

- Tính: $q_{sw1} = \frac{Q_A - Q_b}{C_o}; Q_b = \frac{M_b}{C}$

- Tính: $q_{sw2} = \frac{Q_{bmin}}{2h_o}$

- Chọn $q_{sw} = \max(q_{w1}, q_{w2})$

- Khoảng cách cốt đai theo tính toán:

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}}$$

- Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

$$s_{ct} \leq \min\left(\frac{h}{2}; 150mm\right) \text{ khi } h < 450mm$$

$$s_{ct} \leq \min\left(\frac{h}{3}; 300mm\right) \text{ khi } h \geq 450mm$$

$$s = \min(s_{tt}, s_{ct})$$

Bước 4: Kiểm tra điều kiện bê tông chịu nén giữa các vết nứt nghiêng

$$Q_A \leq Q_{bt} = 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_o$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_s \mu_w$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}; \mu = \frac{A_{sw}}{bs}$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$$

- Nếu thỏa điều kiện thì bố trí cốt đai

- Ngược lại, có thể chọn lại cốt đai hoặc tăng tiết diện.

Bảng 3.13: đặc trưng vật liệu

| Bê tông B25 | | | Cốt thép CI | |
|-------------|----------------|-------------|----------------|-------------|
| R_b (MPa) | R_{bt} (MPa) | E_b (MPa) | R_{sw} (MPa) | E_s (MPa) |
| 14.5 | 1.05 | 30000 | 225 | 210000 |

Bảng 3.14: Số nhánh đai và đường kính cốt đai.

| Đai sử dụng | | | Các hệ số | | | | | |
|----------------|---|-----------------------------|-----------|----------------|----------------|----------------|-------------|-------------|
| $O_{đai}$ (mm) | n | A_{sw} (mm ²) | \square | \square_{b2} | \square_{b3} | \square_{b4} | \square_n | \square_f |
| 6 | 2 | 56.55 | 0.01 | 2 | 0.6 | 1.5 | 0 | 0 |

Bảng 3.15: Tính toán cốt đai dầm chiếu tới.

| Vị trí | | Gối trái | Gối phải |
|--------|--------|----------|----------|
| Q (kN) | | 58.03 | 57.65 |
| b (mm) | 200.00 | | |
| h (mm) | 350.00 | | |

| | | | |
|---|-----------------|---------------------|---------------------|
| a (mm) | 40.00 | | |
| h _o (mm) | 310.00 | | |
| Kiểm tra điều kiện tính toán | | | |
| Q _o (kN) | 48.83 | Tính cốt đai | Tính cốt đai |
| Tính cốt đai | | | |
| M _b (kN.mm) | 46128.00 | | |
| C* (mm) | | 1589.80 | 1600.28 |
| C (mm) | | 1589.80 | 1600.28 |
| C _o (mm) | | 620.00 | 620.00 |
| Q _b (mm ²) | | 29.02 | 28.83 |
| Q _{bmin} (kN) | 44.64 | | |
| q _{sw1} (kN/mm) | | 0.05 | 0.05 |
| q _{sw2} (kN/mm) | | 0.07 | 0.07 |
| q _{sw} (kN/mm) | | 0.07 | 0.07 |
| s _{tt} (mm) | | 137.45 | 137.45 |
| s _{ct} (mm) < | | 150.00 | 150.00 |
| s _{chon} (mm) | | 120 | 120 |
| Kiểm tra điều kiện bê tông chịu nén giữa các vết nứt nghiêng | | | |
| □ _s | 7 | | |
| μ _w (mm ²) | | 0.0024 | 0.0024 |
| □ _{b1} (mm ²) | | 0.830 | 0.830 |
| □ _{w1} (mm ²) | | 1.08 | 1.08 |
| Q _{bt} (mm ²) | | 282.42 | 282.42 |
| Q _A < Q _{bt} | | OK | OK |

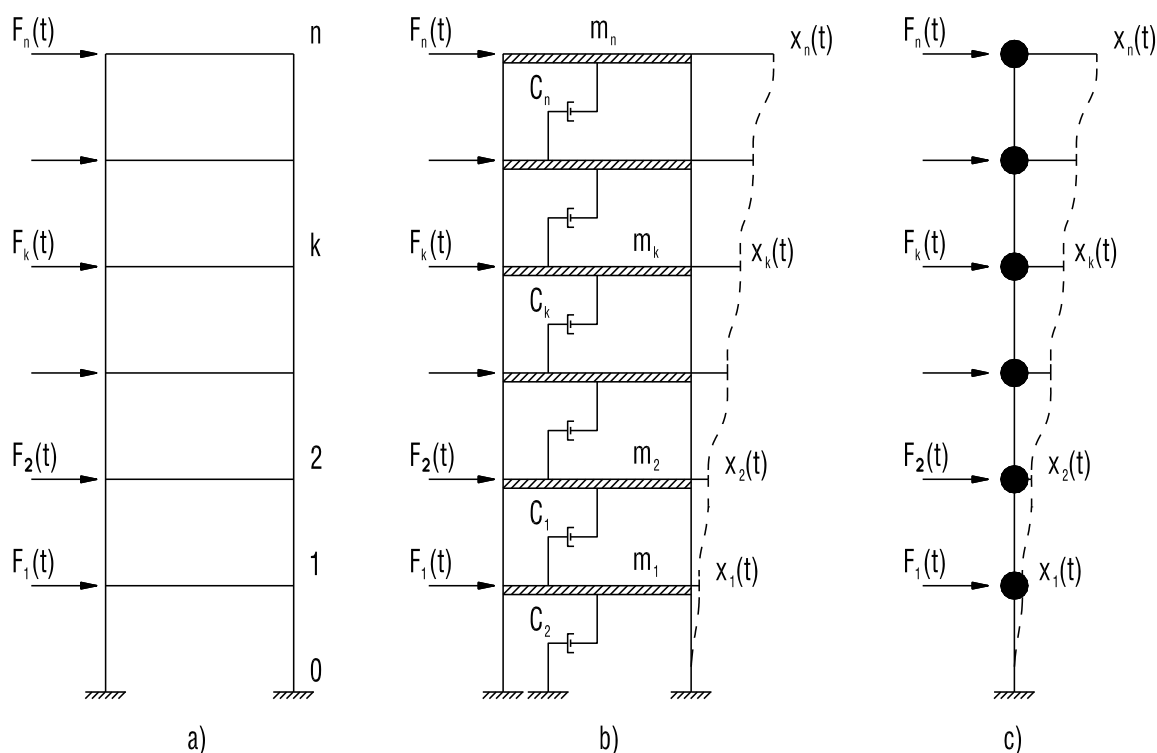
CHƯƠNG 4

ĐẶC TRƯNG ĐỘNG LỰC HỌC KẾT CẤU

4.1 Dao động của hệ kết cấu chịu tải trọng bất kì

4.1.1 MÔ HÌNH TÍNH TOÁN

Khi tính toán phản ứng động ta không thể mô hình hóa tất cả các hệ kết cấu dưới dạng hệ có một bậc tự do động (BTDD). Đại đa số các hệ kết cấu chịu lực của các công trình xây dựng thường có mô hình tính toán gồm 1 số bậc tự do lớn hơn 1. Đó là hệ kết cấu mà khối lượng của chúng có thể tập trung về 1 số bộ phận nào đó sao cho sự làm việc thực của chúng về cơ bản không bị ảnh hưởng. Những hệ như vậy có tên gọi là hệ có khối lượng tập trung, hoặc hệ có khối lượng rời rạc, hoặc thông dụng hơn, hệ có nhiều BTDD



Hình 4.1. Mô hình tính toán của hệ kết cấu có nhiều BTDD

Đối với công trình xây dựng nhiều tầng chịu tải trọng động bất kì, ta có thể mô hình hóa chúng dưới dạng hệ dao động có một số hữu hạn BTDD, bằng cách tập trung khối lượng ở mỗi tầng về trọng tâm các bản sàn. Trong phạm vi mỗi tầng, áp dụng nguyên tắc xây dựng mô hình tính toán của hệ có một BTDD, ta giả thiết bản sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó, các cột hoặc các bộ phận thẳng đứng chịu lực không có khối lượng nhưng có tổng độ cứng là r và biến dạng dọc của chúng được xem là không đáng kể, cơ cấu phân tán năng lượng được biểu diễn bằng bộ phận giảm chấn thủy lực c . Với các giả thiết trên, mỗi tầng của công trình được mô hình hóa với ba bậc tự do, gồm hai chuyển vị ngang và một chuyển vị xoay quanh trục thẳng đứng đi qua trọng tâm sàn. Nếu hệ kết cấu trên được đưa về hệ phẳng, mỗi tầng chỉ có một bậc tự do là chuyển vị theo phương ngang. Hình 1b giới thiệu mô hình tính toán phẳng của một công

trình xây dựng nhiều tầng chịu tải trọng động bất kì được thiết lập theo nguyên tắc trên. Để đơn giản, ta có thể dùng sơ đồ tính 1c thay cho mô hình 1b.

4.1.2 PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN ĐỘNG

Để thiết lập phương trình chuyển động của hệ kết cấu ta có thể dùng phương pháp lực (phương pháp ma trận độ mềm) hoặc phương pháp chuyển vị (phương pháp ma trận độ cứng). Sau đây ta dùng phương pháp chuyển vị để thiết lập phương trình chuyển động cho hệ kết cấu có mô hình tính toán như hình 1.

Dưới tác động của ngoại lực động $F_k(t)$ các khối lượng m_k của hệ kết cấu sẽ có chuyển vị theo phương ngang $x_k(t)$ ($k = 1, 2, \dots, n$) trên cơ sở của nguyên lý D'Alembert, các chuyển vị này được xác định từ phương trình cân bằng động sau tại mỗi khối lượng m_k :

$$F_{Qk}(t) + F_{Ck}(t) + F_{Hk}(t) = F_k(t) \quad (k = 1, 2, \dots, n) \quad (4.1)$$

Trong đó :

$F_{Qk}(t)$ - lực quán tính tác động lên khối lượng m_k

$F_{Ck}(t)$ - lực cản tác động lên khối lượng m_k

$F_{Hk}(t)$ - lực đàn hồi tác động lên khối lượng m_k

Lực quán tính tác dụng lên khối lượng m_k được xác định từ phương trình sau:

$$F_{Qk} = -m_k \ddot{x}_k(t) \quad (k = 1, 2, \dots, n) \quad (4.2)$$

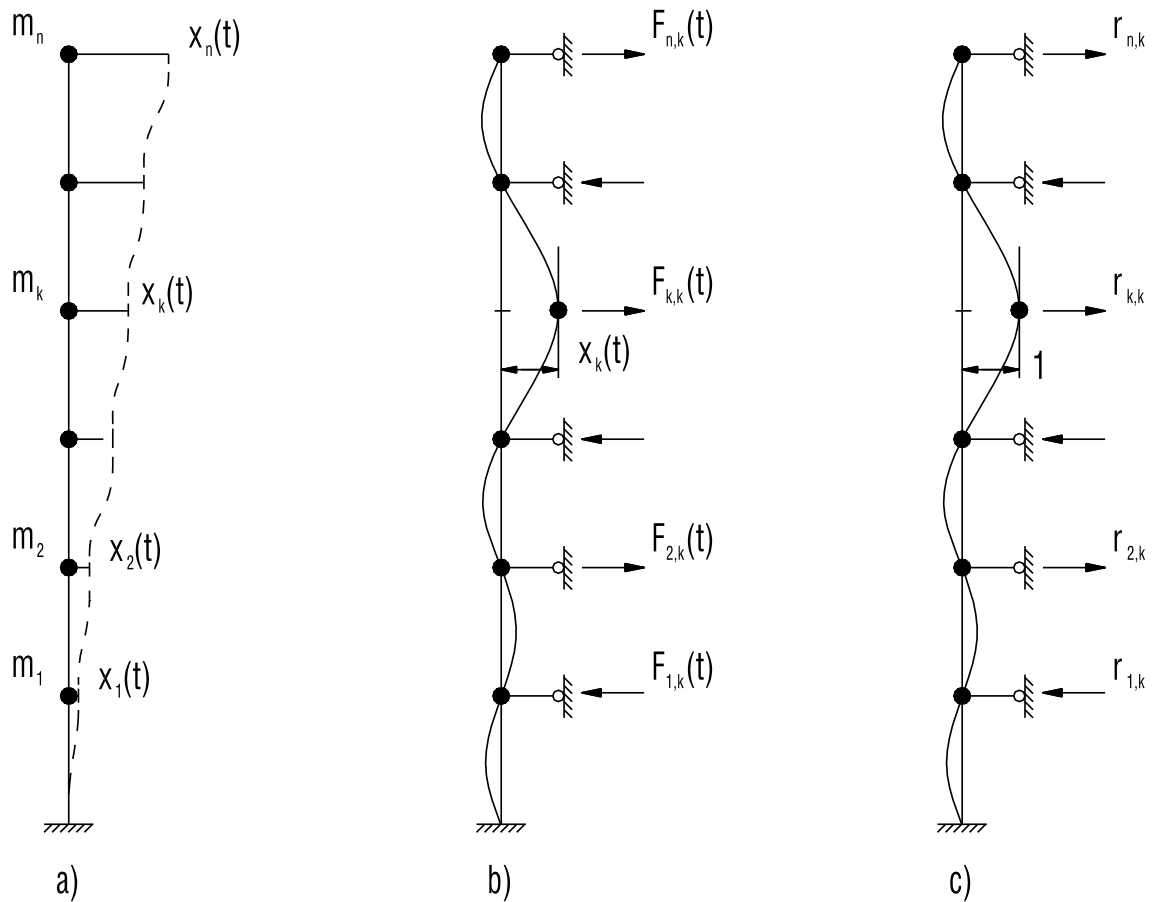
Để xác định các lực đàn hồi $F_{Hk}(t)$ tác động lên khối lượng m_k ta giả thiết rằng tất cả các bậc tự do của hệ kết cấu đều bị chốt lại (hình 2b), sau đó lần lượt cho mỗi bậc tự do một chuyển vị cưỡng bức $x_1(t), x_2(t), \dots, x_k(t), \dots, x_n(t)$. Trong điều kiện này tại mỗi bậc tự do sẽ phát sinh ra lực đàn hồi. Bằng cách tháo chốt lần lượt các bậc tự do và bắt chúng phải chịu chuyển vị cưỡng bức đúng bằng chuyển vị ngang của hệ ở hình 2a, ta sẽ được các phản lực đàn hồi sau tại mỗi bậc tự do:

$$F_{Hk} = -\sum_{j=1}^n r_{kj} x_j(t) \quad (k = 1, 2, \dots, n) \quad (4.3)$$

Trong đó : r_k là hệ số độ cứng hoặc phản lực đơn vị sinh ra khi chất tải liên tục lên kết cấu với các chuyển vị bằng đơn vị (hình 2).

Để xác định $F_{ck}(t)$ tác động lên khối lượng m_k , ta xem lực cản trong trường hợp này là lực cản nhớt tỉ lệ thuận với tốc độ chuyển động của hệ kết cấu. Do đó, tương tự như cách xác định lực đàn hồi $F_{H.k}(t)$, ta xem mỗi hệ số cản bất kì c_{jk} biểu diễn lực xuất hiện theo hướng bậc tự do j khi khối lượng m_k có tốc độ chuyển vị bằng đơn vị trong khi các khối lượng khác có tốc độ bằng không (bị chốt lại), nghĩa là:

$$\dot{x}_k = 1, \dot{x}_j = 0, j \neq k$$



Hình 4.2. Sơ đồ xác định phản lực đàn hồi ở hệ kết cấu có nhiều BTĐĐ

Trong trường hợp này lực cản được xác định theo biểu thức sau:

$$F_{Ck}(t) = -\sum_{j=1}^n c_{kj} \dot{x}_j(t) \quad (k=1,2,\dots,n) \tag{4.4}$$

Thay các biểu thức (3.2), (3.3), (3.4) vào (3.1) ,ta có phương trình cân bằng sau:

$$m_k \ddot{x}_k(t) + \sum_{j=1}^n c_{kj} \dot{x}_j(t) + \sum_{j=1}^n r_{kj} x_j(t) = F_k(t)$$

Hoặc dưới dạng ma trận :

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = \{F_k(t)\} \tag{4.5}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix} \quad \text{Ma trận khối lượng}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n1} & c_{n2} & \dots & c_{nn} \end{bmatrix} \quad \text{Ma trận cản nhớt}$$

$$\begin{aligned}
 [K] &= \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} & \dots & r_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{n1} & r_{n2} & \dots & r_{nn} \end{bmatrix} && \text{Ma trận độ cứng} \\
 \{\ddot{x}\} &= \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \\ \vdots \\ \ddot{x}_n(t) \end{Bmatrix} && \text{Vectơ gia tốc} \\
 \{\dot{x}\} &= \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \vdots \\ \dot{x}_n(t) \end{Bmatrix} && \text{Vectơ tốc độ} \\
 \{x\} &= \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \vdots \\ x_n(t) \end{Bmatrix} && \text{Vectơ chuyển vị} \\
 \{F(t)\} &= \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ \vdots \\ F_n(t) \end{Bmatrix} && \text{Vectơ chuyển vị}
 \end{aligned}$$

4.2 CHU KÌ VÀ DẠNG DAO ĐỘNG CỦA HỆ KẾT CẤU

Xét kết cấu có nhiều bậc tự do động dao động tự do không có lực cản, phương trình chuyển động (4.5) có dạng :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0 \quad (4.6)$$

Bởi vì các chuyển động của hệ dao động tự do là điều hòa đơn giản nên có thể viết vectơ chuyển vị của hệ dưới dạng :

$$\{x\} = \{A\} \sin \omega t \quad (4.7)$$

Trong đó, $\{A\}$ là vectơ biên độ dao động tự do của hệ kết cấu

$$\{A\} = \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ \vdots \\ A_n \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

Đạo hàm hai lần phương trình (3.7) chuyển vị ta được :

$$\left\{ \ddot{\mathbf{x}} \right\} = -\omega^2 \left\{ \mathbf{x} \right\} \quad (4.9)$$

Thay các biểu thức (4.7), (4.9) vào (4.6) ta được :

$$([\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}]) \{ \mathbf{A} \} = \{ 0 \} \quad (4.10)$$

Phương trình trên biểu diễn một hệ phương trình đại số tuyến tính và đồng nhất với các ẩn số mới là biên độ A_k ($k = 1, 2, \dots, n$)

Để cho hệ kết cấu dao động được, tức là hệ phương trình trên có nghiệm khác không, điều kiện cần và đủ là định thức chính của nó phải bằng không:

$$|[\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}]| = \{ 0 \} \quad (4.11)$$

Khai triển định thức (4.11) ta sẽ được một phương trình đại số bậc n đối với ω^2 . Phương trình này là phương trình tần số vòng của hệ dao động. Các nghiệm thực và dương của phương trình: $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_k^2, \dots, \omega_n^2$ biểu thị các tần số dao động riêng. Các tần số vòng này được sắp xếp theo các giá trị từ nhỏ đến lớn: $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_k < \dots < \omega_n$. Tần số vòng có giá trị nhỏ nhất gọi là tần số vòng cơ bản, còn các vòng khác là các tần số vòng bậc cao (bậc thứ i).

Biết n tần số vòng ta có thể xác định được tần số cơ bản $f_1 = \omega_1/2\pi$ và các tần số bậc cao f_i , cũng như chu kỳ cơ bản $T_1 = 2\pi/\omega_1$ và các chu kỳ bậc cao T_i .

Các giá trị đặc trưng, được gọi là các trị số riêng của hệ dao động, còn tập hợp của chúng là phổ các trị số riêng. Các trị số riêng biểu thị các đặc trưng vật lý của hệ dao động; chúng chỉ phụ thuộc vào sự phân bố khối lượng và các tính chất đàn hồi của kết cấu. Số các trị số riêng của hệ dao động bằng số bậc tự do động.

Như vậy phổ của các trị số riêng của hệ dao động có n bậc tự do được viết như sau:

$$\begin{aligned} \omega_1 &< \omega_2 < \dots < \omega_k < \dots < \omega_n \\ f_1 &< f_2 < \dots < f_k < \dots < f_n \\ T_1 &> T_2 > \dots > T_k > \dots > T_n \end{aligned}$$

Mỗi trị riêng ứng với một dạng dao động của kết cấu, gọi là dạng riêng hoặc dạng chính. Bởi vì dạng hình học của một dạng riêng trùng với biểu đồ chuyển vị (biến dạng đàn hồi) gây ra bởi lực quán tính ứng với trị số riêng nào đó nên các dạng riêng có tên là vectơ riêng. Do đó, số vectơ riêng bằng số bậc tự do của hệ kết cấu.

Tập hợp một trị số riêng và vectơ riêng tương ứng được gọi là dạng dao động chính.

Để xác định dạng hình học của các vectơ riêng, ta lần lượt đưa các trị số riêng thu được từ việc giải phương trình (4.11) vào phương trình chuyển động (4.10). Ta nhận thấy rằng sau khi thay thế một số trị số riêng (ω_k^2) vào phương trình, tính chất của hệ phương trình có các ẩn số là biên độ A_k ($k = 1, 2, \dots, n$) vẫn giữ nguyên. Do đó, để được dạng riêng ta chỉ cần xét tỉ số giữa các biên độ với một biên độ bất kì nào đó mà không xác định giá trị thực của chúng. Các tỉ số biên độ này sẽ định nên các vectơ riêng hay các vectơ dạng riêng của hệ kết cấu.

Ví dụ, nếu ghi các tung độ đầu tiên của dạng dao động chính thứ i qua biểu thức :

$$\phi_{k,i} = \frac{A_{k,i}}{A_{1,i}} \quad (4.12)$$

thì tung độ đầu tiên của vecto riêng có giá trị bằng 1, nghĩa là $\phi_{1,i} = 1$. Hệ quả là khi chia mỗi số hạng cho $A_{1,i}$ các phương trình trong hệ phương trình (3.10) đều có các số hạng tự do. Nên chỉ cần giải $(n-1)$ phương trình để xác định $(n-1)$ các tung độ còn lại đặc trưng cho vecto dạng riêng thứ i mà các trị số được qui về tung độ $\phi_{1,i} = 1$. Phương trình còn lại có thể sử dụng để kiểm tra kết quả tính toán.

Việc lựa chọn tung độ nào làm tung độ quy chiếu là không quan trọng. Người ta thường dùng tung độ đầu tiên hoặc cuối cùng của dạng dao động riêng bằng đơn vị. Đồng thời, nên chọn tung độ đơn vị tại cùng một bậc tự do cho tất cả các dạng dao động để có sự so sánh trực giác về sự biến đổi dạng hình học của tất cả các vecto riêng.

Như vậy nếu gọi vecto dạng riêng ϕ là tỉ số giữa các biên độ A , phương trình (4.10) sẽ có dạng :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{\phi\} = \{0\} \quad (4.13)$$

Trong đó, $\{\phi\}$ là vecto tạo thành từ tung độ của các vecto dạng riêng thứ i :

$$\{\phi\} = \begin{Bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \vdots \\ \phi_n \end{Bmatrix} \quad (4.14)$$

Đối với một trị số riêng ω_i phương trình (4.13) trở thành :

$$([K] - \omega_i^2 [M]) \{\phi\}_i = \{0\} \quad (4.15)$$

Từ phương trình này ta sẽ xác định được các vecto dạng riêng

$$\{\phi\}_i = \begin{Bmatrix} \phi_{1,i} \\ \phi_{2,i} \\ \vdots \\ \phi_{n,i} \end{Bmatrix} \quad (4.16)$$

Tập hợp các vecto dạng riêng ta sẽ được ma trận dạng riêng của hệ kết cấu:

$$[\Phi] = [\{\phi\}_1 \{\phi\}_2 \dots \{\phi\}_n] = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{1,2} & \dots & \phi_{1,n} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & \dots & \phi_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ \phi_{n,1} & \phi_{n,2} & \dots & \phi_{n,n} \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

Với $n > 3$, việc giải bài toán trên trở nên cực kỳ phức tạp, khi đó tần số và dạng dao động được xác định bằng cách giải trên máy tính hoặc bằng các phương pháp gần đúng hoặc công thức thực nghiệm

- Phương pháp Năng Lượng RAYLEIGH
- Phương pháp BUPVÔV-GALOOCKIN
- Phương pháp thay thế khối lượng
- Phương pháp khối lượng tương đương
- Phương pháp đúng dần
- Phương pháp sai phân...

Một số công thức thực nghiệm xác định chu kỳ, tần số dao động riêng cơ bản của công trình

- a. *Theo phụ lục B.3 TCXD 229:1999* có thể tính theo công thức thực nghiệm:

$$T_1 = \alpha n \quad (4.18)$$

n: số tầng

$\alpha = 0,064$ với khung bê tông cốt thép toàn khối, tường gạch hoặc bê tông nhẹ

- b. *Theo tài liệu Trung Quốc* PP tải trọng ngang giả

$$T_1 = 1,7 \alpha_o \sqrt{\Delta} \quad (4.19)$$

trong đó:

Δ (m): chuyển vị đỉnh nhà lấy trọng lượng G_j các tầng làm lực ngang tập trung tại các mức sàn;

α_o hệ số giảm chu kỳ khi xét tới ảnh hưởng của tường gạch chèn.

| | |
|----------------------------------|--|
| Kết cấu khung | $\alpha_o = 0.5 \div 0.6$ (hoặc $0.6 \div 0.7$) |
| Kết cấu khung-vách; ống khung | $\alpha_o = 0.7 \div 0.8$ |
| Kết cấu vách cứng; ống trong ống | $\alpha_o = 1$ |

- c. *Theo dạng kết cấu và số tầng*

| | |
|--------------------|---------------------------|
| Kết cấu khung | $T_1 = (0.08 \div 0.1)N$ |
| Kết cấu khung-vách | $T_1 = (0.06 \div 0.08)N$ |
| Kết cấu vách cứng | $T_1 = (0.04 \div 0.05)N$ |

- d. *Theo TCXD 375:2006*

- Với nhà cao $H < 40\text{m}$ $T_1 = C_t H^{3/4}$

(4.20)

| | |
|--|---------------|
| Khung thép không gian | $C_t = 0.085$ |
| Khung BTCT không gian, khung thép có giằng lệch tâm | $C_t = 0.075$ |
| Kết cấu khác | $C_t = 0.050$ |

- Hoặc chu kỳ dao động cơ bản của tất cả các loại công trình theo biểu thức sau:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

(4.21)

Với d : chuyển vị ngang đàn hồi tính bằng m tại đỉnh công trình do các lực trọng trường tác động theo phương ngang gây ra.

e. Theo Phương pháp RAYLEIGH

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g} \frac{\sum W_i \delta_i^2}{\sum F_i \delta_i}}$$

(4.22)

Trong đó :

F_i : lực tác động ở cao trình các sàn;

δ_i : chuyển vị ngang tương ứng của các tầng;

W_i : trọng lượng mỗi tầng.

f. Theo Mỹ

$$T = \frac{0,05H}{\sqrt{D}}$$

(4.23)

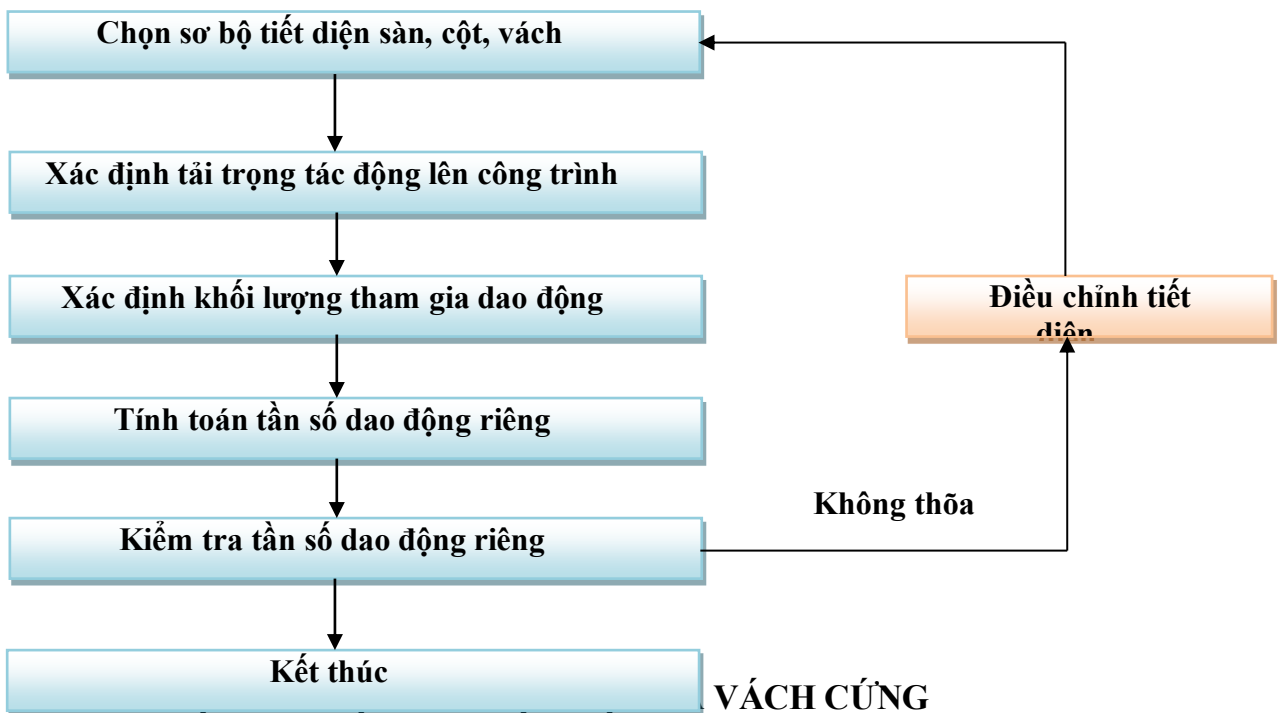
H: chiều cao nhà;

D: kích thước mặt bằng nhà theo phương đang xét.

4.3 Tính toán dao động trong công trình bằng phần mềm Etabs

Toàn bộ các kết cấu chịu lực của công trình được mô hình hoá dạng không gian 3 chiều, sử dụng các dạng phần tử khung (frame) cho cột, dầm và phần tử tấm vỏ (shell) cho sàn và vách cứng. Tính toán chu kỳ dao động riêng và dạng dao động riêng cho 15 dạng dao động riêng đầu tiên.

Khảo sát hình dáng dao động của 1 số mode dao động theo kết quả phân tích từ phần mềm ETABS như sau:



- Xác định sơ bộ kích thước cột

Công thức tính sơ bộ tiết diện cột:

$$A_0 = \frac{k_t \cdot N}{R_b} \quad (\text{cm}^2)$$

(4.24)

trong đó:

N - lực nén, được tính toán gần đúng như sau: $N = m_s \cdot q \cdot F_s$;

F_s - diện tích mặt sàn truyền tải trọng lên cột đang xét;

m_s - số sàn phía trên tiết diện đang xét (kể cả mái);

q - tải trọng tương đương tính trên mỗi m^2 mặt sàn trong đó gồm tải trọng thường xuyên và tạm thời trên bản sàn, trọng lượng dầm, tường, cột, đem tính ra phân bố đều trên sàn. Giá trị q được lấy theo kinh nghiệm thiết kế.

k_t - hệ số xét đến ảnh hưởng khác như moment uốn, hàm lượng cốt thép, độ mảnh của cột. Xét sự ảnh hưởng này theo sự phân tích và kinh nghiệm của người thiết kế, khi ảnh hưởng của moment là lớn, độ mảnh của cột lớn (l_0 lớn) thì lấy k_t lớn, vào khoảng $1.3 \div 1.5$. Khi ảnh hưởng của moment là bé thì lấy $k_t = 1.1 \div 1.2$.

R_b - cường độ tính toán về nén của bê tông.

Kết quả được ghi trong bảng 4.1.

Bảng 4.1: Sơ bộ chọn kích thước cột

| | | | | |
|------|-----|---|------------------------|----------------------|
| Tầng | Cột | 1-B; 1-E; 2-A; 2-F; 3-A; 3-B; 3-E 3-F; 4-A; 4-B; 4-E 4-F; | 2-B; 2-E; 5-B; 5-E. | 3-C;3-D; 5-C;5-D. |
|------|-----|---|------------------------|----------------------|

| | | | |
|-------------------|---------------------|-----------|---------|
| | 5-A; 5-F; 6-B; 6-E. | | |
| Hầm, Trệt, 1->mái | 700x700 | 1000x1000 | 900x900 |

- **Chiều dày vách cứng h_v**

Theo điều 3.4.1 [5]:

+ Tầng vách nên cố định chiều cao chạy suốt từ móng đến mái và có độ cứng không đổi.

+ Chiều dày vách cứng chọn không nhỏ hơn 150mm và không nhỏ hơn 1/20 chiều cao tầng.

+ Tổng diện tích mặt cắt của các vách (và lõi) cứng có thể xác định theo công thức:

$$(4.25) \quad F_{vl} = f_{vl} \times F_{st}$$

trong đó:

F_{st} - diện tích sàn tầng;

$$f_{st} = 0.015$$

=> Sơ bộ chọn chiều dày vách cứng $h_v = 300\text{mm}$

4.3.2 Xác định tải trọng tác động lên công trình

A. TÍNH TẢI

Trọng lượng bản thân cấu kiện

Etabs tự động tính toán với hệ số vượt tải $n = 1.1$.

Trọng lượng các lớp hoàn thiện sàn

| ST T | Các lớp cấu tạo | g_i (kN/m^3) | δ_i (m) | n_i | $g_c^{\text{tác}}$ (kN/m^2) | g_c^{tt} (kN/m^2) | |
|------|------------------------|------------------------------|----------------|-------|---|--|-------|
| 1 | Gạch ceramic | 20 | 0.01 | 1.1 | 0.2 | 0.22 | |
| 2 | Vữa lót | 18 | 0.03 | 1.2 | 0.54 | 0.648 | |
| 3 | Sàn BTCT | 25 | 0.25 | 1.1 | 6.25 | 6.875 | |
| 4 | Vữa trát trần | 18 | 0.015 | 1.3 | 0.27 | 0.351 | |
| 5 | Trần hệ thống kỹ thuật | | | 1.1 | 0.3 | 0.33 | |
| | Tổng | | | | | 7.56 | 8.424 |

Trọng lượng tường xây

- Trọng lượng tường ngăn trên sàn được quy đổi thành tải trọng phân bố đều trên sàn (mang tính chất gần đúng). Tải trọng tường ngăn có xét đến sự giảm tải (trừ đi 30% diện tích lỗ cửa) tính theo công thức sau:

$$g_t^{qd} = \frac{n \cdot l_t \cdot h_t \cdot \gamma_t}{A} \cdot 70\% \quad (4.26)$$

trong đó:

n - hệ số độ tin cậy, $n = 1.3$;

l_t - chiều dài tường;

h_t - chiều cao tường; γ_i - trọng lượng đơn vị tường;

| Stt | Loại | $\delta_i(m)$ | Ht (m) | L (m) | g_i (kN/m ³) | n | 70%G _t (kN) | Tổng G _t (kN) | A (m ²) | g_t^{qd} (kN/m ²) |
|-----|----------------------|---------------|--------|-------|----------------------------|-----|------------------------|--------------------------|---------------------|---------------------------------|
| 1 | 100 | 0.10 | 2.95 | 266 | 18 | 1.1 | 1087.5942 | 1638.4536 | 2397 | 3.0179 |
| 2 | 200 | 0.20 | 2.95 | 546 | 18 | 1.1 | 4464.8604 | 5595.5718 | | |
| 3 | Lớp vữa trát mỗi bên | 0.02 | 2.95 | 266 | 18 | 1.3 | 550.8594 | | | |
| 4 | Lớp vữa trát mỗi bên | 0.02 | 2.95 | 546 | 18 | 1.3 | 1130.7114 | | | |

- Riêng đối với trọng lượng tường xây khi làm phần sàn không dầm thì để đánh giá được chính xác hơn sự phân bố giá trị nội lực sàn, thì ta đưa về tải phân bố đều trên dầm ảo tại vị trí của tường

| Stt | Loại | $\delta_i(m)$ | Ht (m) | g_i (kN/m ³) | n | 70%g _t (kN/m) | Tổng g _t (kN/m) |
|-----|----------------------|---------------|--------|----------------------------|-----|--------------------------|----------------------------|
| 1 | Tường 100 | 0.10 | 2.95 | 18.00 | 1.1 | 4.09 | 5.54 |
| 2 | Tường 200 | 0.20 | 2.95 | 18.00 | 1.1 | 8.18 | 9.63 |
| 3 | Lớp vữa trát mỗi bên | 0.02 | 2.95 | 18.00 | 1.3 | 1.45 | |

Tải trọng cầu thang

Gồm các phản lực tại dầm thang và bản thang truyền vào lõi thang.

B. HOẠT TẢI

Nếu trên sàn có nhiều loại phòng có p^u khác nhau thì phân bố lại cho đều

trên toàn bộ diện tích ô bản: $p_{tb} = \frac{p_1 \cdot S_1 + p_2 \cdot S_2 + \dots}{S_1 + S_2 + \dots}$

với: p_1, S_1 : hoạt tải phân bố trên diện tích 1

p_2, S_2 : hoạt tải phân bố trên diện tích 2

.....

| Hoạt tải tầng điển hình | | | | | |
|-------------------------|-------|-----------------------------|--|---------------------------|--------------------------|
| Loại phòng | Hệ số | Diện tích (m ²) | HT _{tác} (kN/m ²) | HT _{tác} quy đổi | HT _{tt} quy đổi |
| Phòng sinh hoạt | 1.3 | 1815.6 | 1.5 | 1.864 | 2.4 |
| Hành lang | 1.2 | 581.4 | 3 | | |

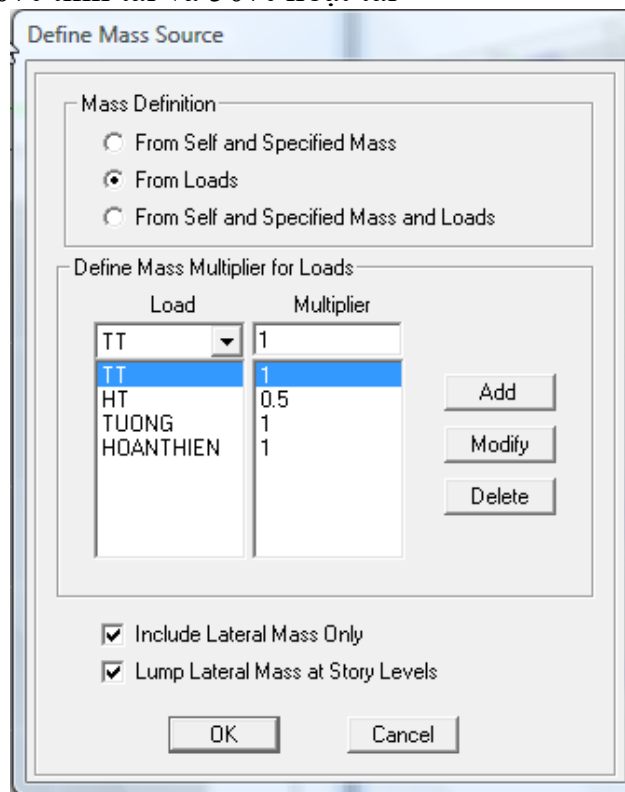
| Hoạt tải tầng trệt và tầng 1 | | | |
|------------------------------|-------|--|---------------------------------------|
| Loại phòng | Hệ số | HT _{tác} (kN/m ²) | HT _{tt} (kN/m ²) |
| cửa hàng | 1.2 | 4 | 4.8 |

| Hoạt tải tầng hầm | | | |
|-------------------|-------|--|---------------------------------------|
| Loại phòng | Hệ số | HT _{tác} (kN/m ²) | HT _{tt} (kN/m ²) |
| gara | 1.2 | 5 | 6 |

| Hoạt tải tầng mái | | | |
|-------------------|-------|--|---------------------------------------|
| Loại phòng | Hệ số | HT _{tác} (kN/m ²) | HT _{tt} (kN/m ²) |
| Mái | 1.3 | 0.75 | 0.975 |

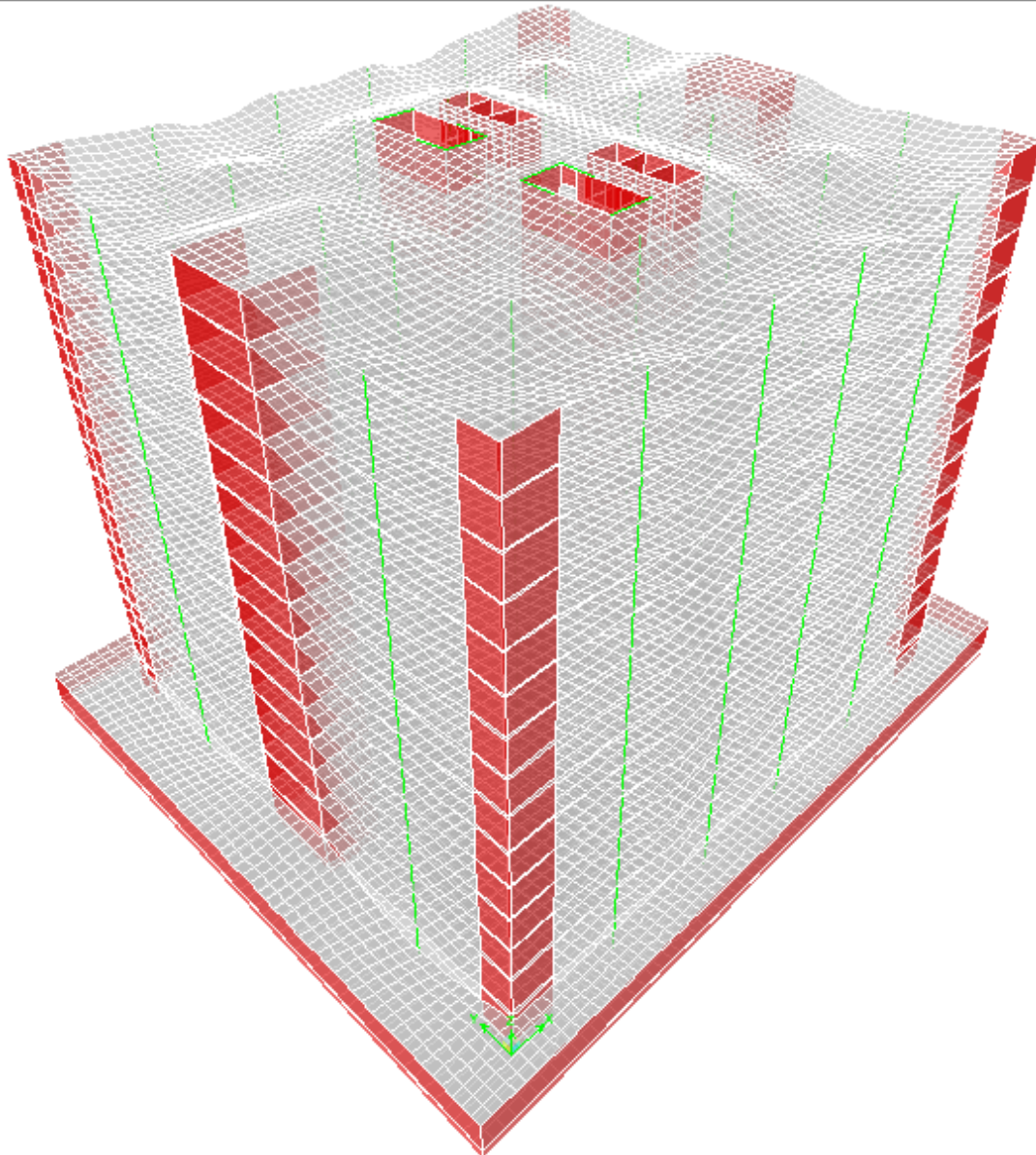
4.3.3 Khối lượng tham gia dao động

Khối lượng tập được khai báo khi phân tích dao động theo TCXD 229:1999 là 100% tĩnh tải và 50% hoạt tải



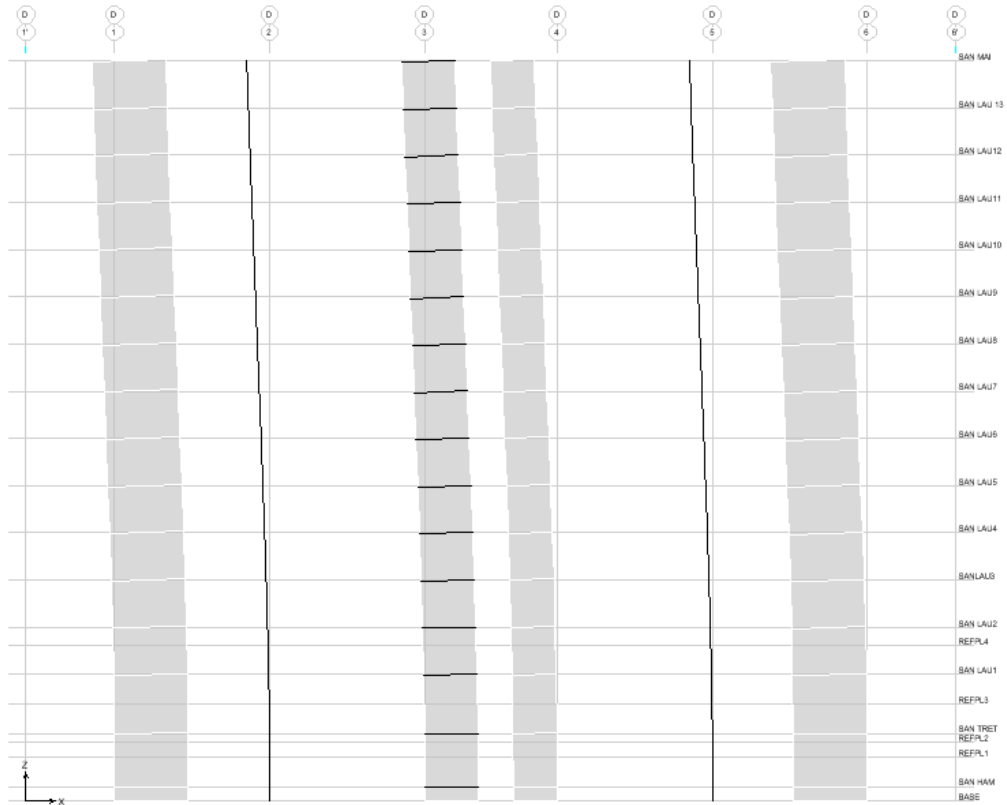
4.3.4 Tính toán tần số dao động riêng

Sử dụng Etab 9.5.0 để tính toán tần số dao động riêng của công trình
Kết quả như sau:

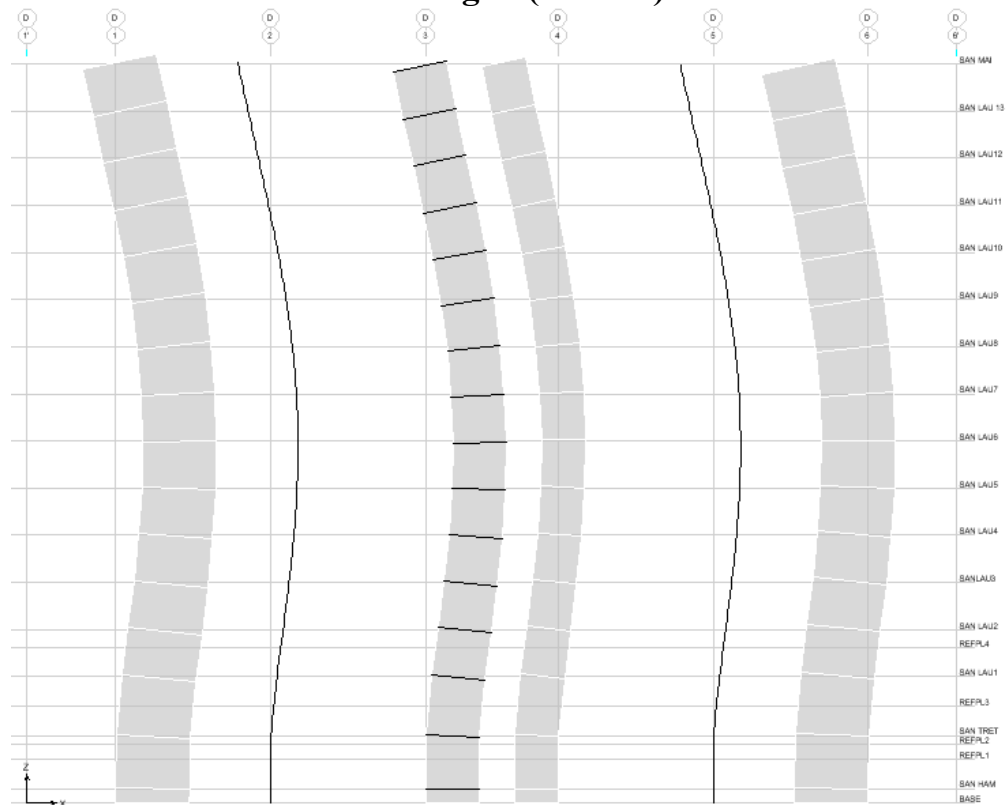


| Mode | Perãiod | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|---------|---------|---------|--------|---------|---------|--------|
| 1 | 1.6439 | 58.1385 | 0.0000 | 0.0000 | 58.1385 | 0.0003 | 0.0000 |
| 2 | 1.3476 | 0.0000 | 52.4279 | 0.0000 | 58.1416 | 52.4282 | 0.0000 |
| 3 | 1.3260 | 0.0165 | 4.8478 | 0.0000 | 58.1581 | 57.2760 | 0.0000 |
| 4 | 0.3832 | 13.9027 | 0.0000 | 0.0000 | 72.0608 | 57.2760 | 0.0000 |
| 5 | 0.3125 | 0.0066 | 0.0225 | 0.0000 | 72.0674 | 57.2986 | 0.0000 |
| 6 | 0.2776 | 0.0000 | 15.9667 | 0.0000 | 72.0674 | 73.2652 | 0.0000 |
| 7 | 0.1633 | 5.0238 | 0.0000 | 0.0000 | 77.0912 | 73.2653 | 0.0000 |
| 8 | 0.1392 | 0.0056 | 0.0047 | 0.0000 | 77.0968 | 73.2700 | 0.0000 |
| 9 | 0.1190 | 0.0000 | 5.2194 | 0.0000 | 77.0968 | 78.4893 | 0.0000 |
| 10 | 0.0944 | 2.6426 | 0.0001 | 0.0000 | 79.7394 | 78.4894 | 0.0000 |
| 11 | 0.0848 | 0.0103 | 0.0020 | 0.0000 | 79.7497 | 78.4915 | 0.0000 |
| 12 | 0.0725 | 0.0000 | 2.6375 | 0.0000 | 79.7497 | 81.1290 | 0.0000 |

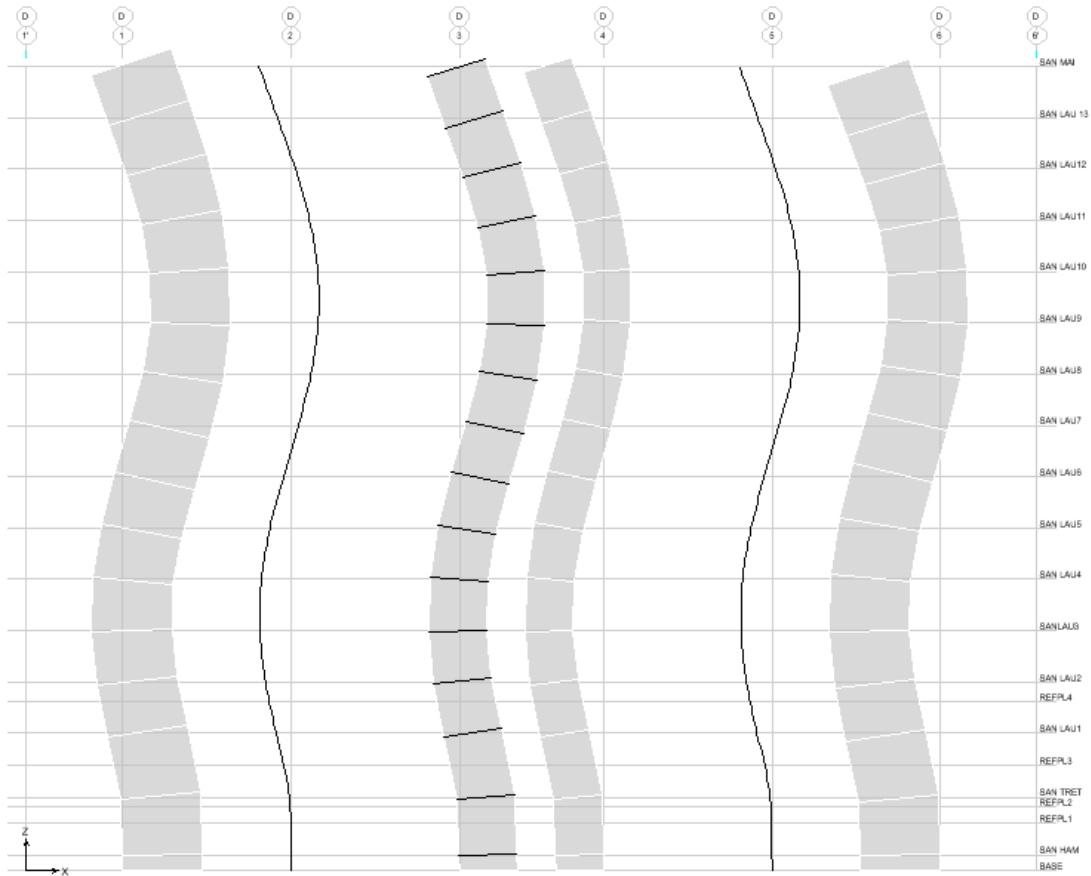
Kết quả một số dạng dao động của công trình



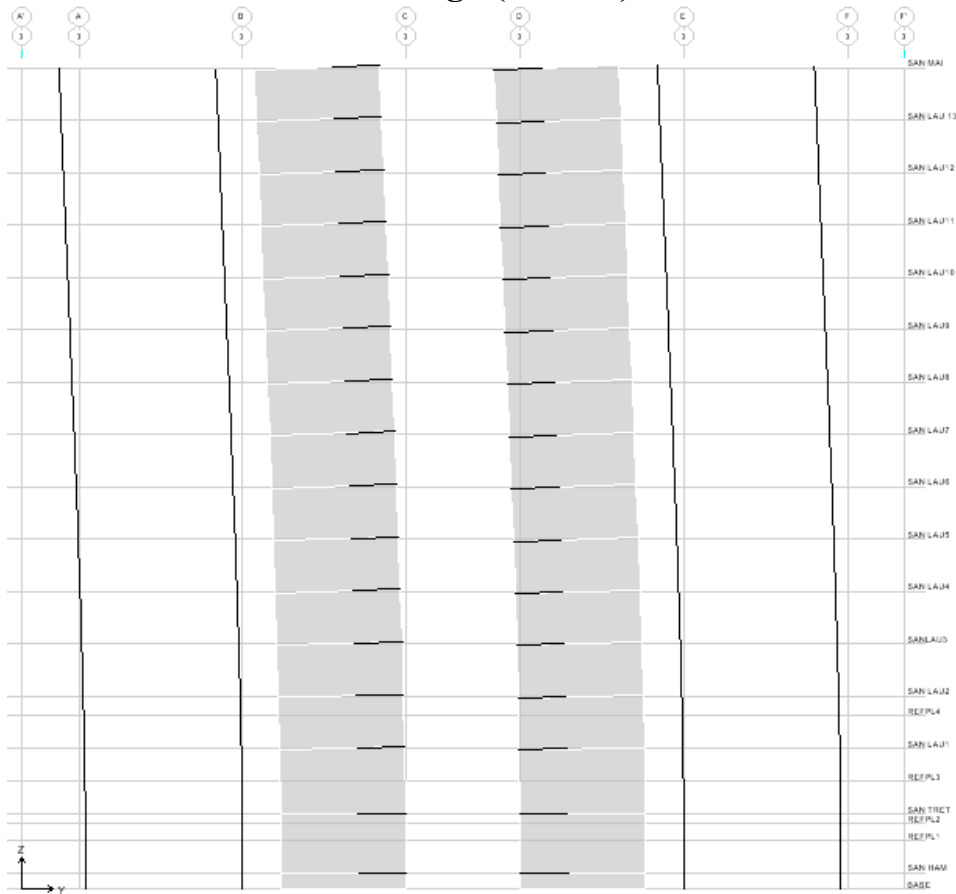
Phương X (mode 1)



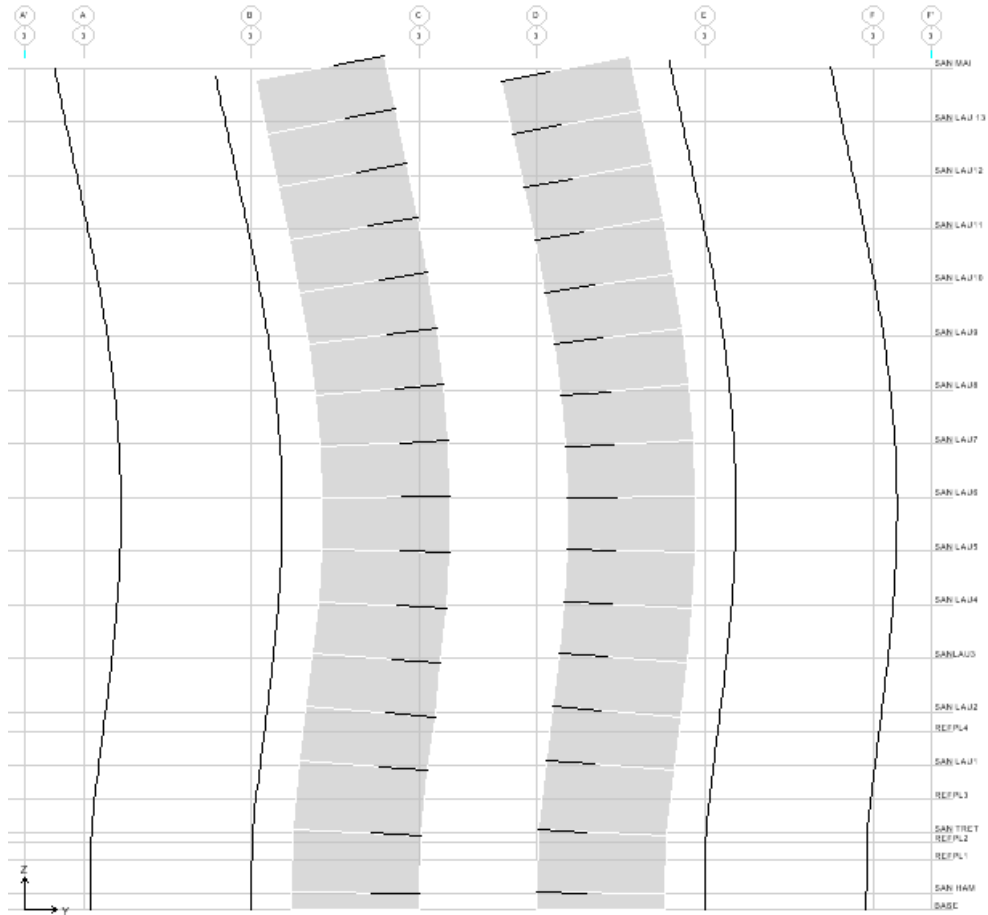
Phương x(mode 4)



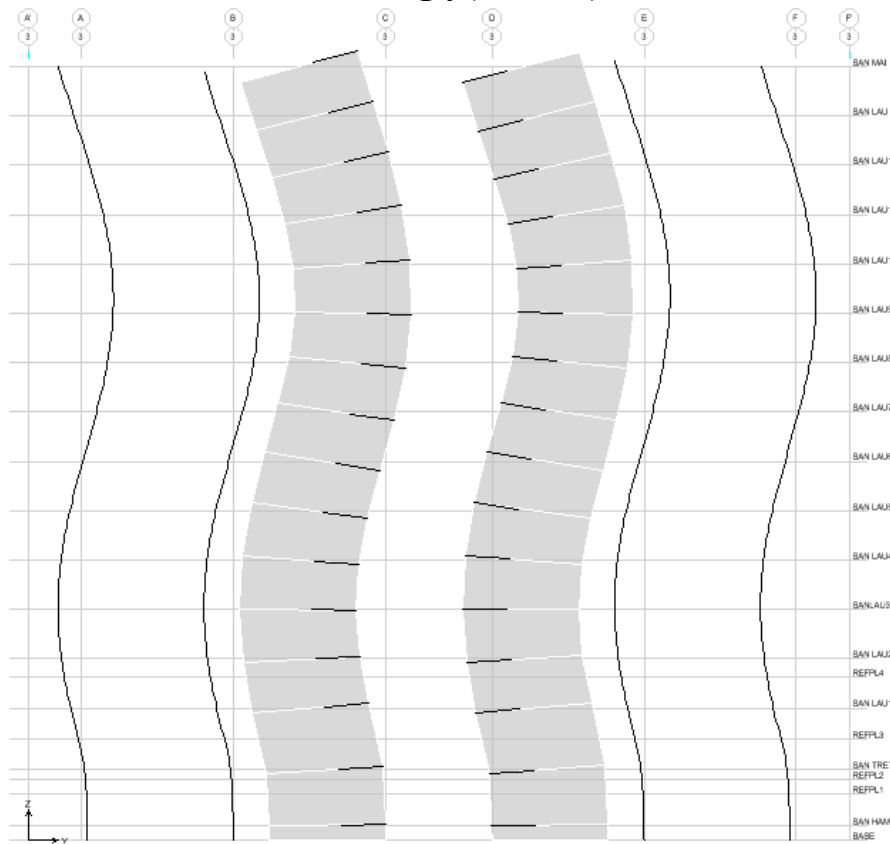
Phương x(mode 7)



Phương y(mode 2)



Phương y(mode 6)



Phương y(mode 9)

Theo tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam về tính toán thành phần động của tải trọng gió TCXD229:1999, ta chỉ thực hiện tính toán cho những mode có tần số thỏa điều kiện $f \leq f_L$.

Theo tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam về tính toán công trình chịu động đất, TCXD 375:2006, số mode dao động được tính toán thỏa mãn một trong hai điều kiện sau:

- + Tổng khối lượng hữu hiệu tham gia dao động của các mode dao động phải lớn hơn 90% tổng khối lượng hữu hiệu của công trình.

- + Tất cả các mode dao động có khối lượng hữu hiệu tham gia dao động lớn hơn 5% tổng khối lượng hữu hiệu của công trình đều được xét đến.

Đối với các công trình xây dựng có sự góp phần quan trọng của các dạng dao động xoắn, nếu các điều kiện trên không thể thỏa mãn, số dạng dao động tối thiểu N cần phải xét tới khi tính toán không gian cần thỏa mãn các điều kiện sau:

$$N > 3\sqrt{n} \quad (4.27)$$

Và $T < 0,2s$

Trong đó N là số dạng dao động được xét tới, n là số bậc tự do (số Tầng nhà) và TÊN là chu kỳ dao động của dạng thứ N. Điều này có nghĩa là nếu chu kỳ TÊN của dạng dao động thứ N tiếp tục lớn hơn 0,2 s, cần xét thêm tất cả các dao động có chu kỳ TÊN lớn hơn 0,2 s

4.3.5. kiểm tra chu kỳ dao động cơ bản của công trình

Thông thường kết quả từ etab xuất ra chu kỳ lớn do chưa kể tới hệ số tường gạch chèn. Khi đó kết quả từ etab phải nhân với hệ số tường gạch chèn

| | |
|----------------------------------|--|
| Kết cấu khung | $\alpha_0 = 0,5 \div 0,6$ (hoặc $0,6 \div 0,7$) |
| Kết cấu khung-vách; ống khung | $\alpha_0 = 0,7 \div 0,8$ |
| Kết cấu vách cứng; ống trong ống | $\alpha_0 = 1$ |

- Thực tế người ta dùng công thức kinh nghiệm:

$$T_1 = (0,1 \div 0,14)n \quad (4.28)$$

n : số tầng

- Theo kinh nghiệm:

$$T_{mode(4,5,6)} = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3}\right) T_{mode(1,2,3)} \quad T_{mode(7,8,9)} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{5}\right) T_{mode(1,2,3)}$$

KT dạng dao động:

Dạng 1: không có điểm 0 ở trên.

Dạng 2 : điểm 0 ở trên vào khoảng cao độ (0,72->0,78)H

Dạng 3 : điểm 0 ở trên vào khoảng cao độ (0,85->0,9)H

điểm 0 ở dưới vào khoảng cao độ (0,42->0,5)H

** Nếu chu kỳ quá lớn không thỏa các điều kiện trên tức độ cứng công trình nhỏ=> cần bố trí lại tiết diện Vách.

Chu kỳ dao động cơ bản theo và các dạng dao động của công trình là hợp lý.

CHƯƠNG 5**TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIÓ****5.1 TẢI TRỌNG GIÓ**

Theo mục 2 TCXD 229:1999 tiêu chuẩn về gió động thì tải trọng gió gồm 2 thành phần: thành phần tĩnh và thành phần động. Giá trị và phương tính toán **thành phần tĩnh tải** trọng gió được xác định theo các điều khoản ghi trong tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCXD 2737:1995

Thành phần động tải trọng gió tác động lên công trình là lực do xung của vận tốc gió và lực quán tính của công trình gây ra. Giá trị của lực này được xác định trên cơ sở thành phần tĩnh của tải trọng gió nhân với các hệ số có kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió và lực quán tính của công trình.

Theo mục 1.2 TÁC 229:1999 thì công trình có chiều cao > 40m thì khi tính phải kể đến thành động của tải trọng gió. Ở đây công trình có chiều cao 46.2 >40m do đó phải kể đến thành phần động của tải trọng gió.

5.1.1 Tính toán thành phần tĩnh tải trọng gió:

Công thức tính:

$$W_j = W_o \times k_{(z_j)} \times c \quad (5.1)$$

trong đó:

- $W_o = \frac{1}{2} \rho \times v_o^2$ giá trị áp lực gió tiêu chuẩn được xác định từ vận tốc gió đã được xử lý trên cơ sở số liệu quan trắc vận tốc gió ở độ cao 10m so với mốc chuẩn, giá trị áp lực gió xác định theo bảng 4 TCXD 2737-1995[1] ứng với từng phân vùng áp lực gió qui định trong phụ lục E TCXD 2737-1995[1].

Trong bài công trình thuộc BÌNH DƯƠNG phân vùng áp lực gió IIA do ảnh hưởng của gió bão $W_o = 95 - 12 = 83 \text{ daN/m}^2$;

- $k(z_j)$ - hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao, địa hình xác định trên cơ sở mô tả biến thiên vận tốc gió theo độ cao hàm số mũ;

$$V_t(z) = V_t^g \left(\frac{z}{z_t^g} \right)$$

| Dạng địa hình | z_t^g (m) | m_t |
|---------------|-------------|-------|
| A | 250 | 0,07 |
| B | 300 | 0,09 |
| C | 400 | 0,14 |

$$k(z_j) = 1,844 \left(\frac{z_j}{z_t^g} \right)^{2m_t}$$

- c - hệ số khí động : phía đón gió: $c_{\text{đón}} = 0.8$;
 phía hút gió: $c_{\text{hút}} = -0.6$;
 $c = 0.8 + 0.6 = 1.4$
- Kết quả tính toán w_j cho trong bảng 5.1:

| THÀNH PHẦN TĨNH CỦA GIÓ | | | |
|--------------------------------|------------|----------------------------------|------------|
| Dạng địa hình | C | Chiều rộng đón gió theo phương x | 47m |
| Vùng áp lực gió | IIA | Chiều rộng đón gió theo phương y | 51m |

| Hệ số độ tin cậy | 1.2 | Chiều cao công trình | 46.2m | | | | | | |
|------------------|-----------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------|-----------------|
| Hệ số khí động | C_d C_h | Chiều cao tầng điển hình | 3.2m | | | | | | |
| | 0.8 0.6 | Áp lực gió tiêu chuẩn | 0.83kN/m² | | | | | | |
| | | Độ cao gradient | 400m | | | | | | |
| | | Số mũ tương ứng | 0.14 | | | | | | |
| SÀN TẦNG | Z (m) | H (m) | K | $W_{tác}$ (kN/m ²) | W_{tt} (kN/m ²) | S_x (m ²) | S_y (m ²) | F_x (kN) | F_y (kN) |
| Sàn hầm | -3.0 | 0.0 | | | | | | | |
| Sàn trệt | 0.6 | 3.6 | 0.299 | 0.3474 | 0.4169 | 108.10 | 117.30 | 45.0697 | 48.9054 |
| Sàn lầu 1 | 4.6 | 4.0 | 0.528 | 0.6135 | 0.7362 | 169.20 | 183.60 | 124.5723 | 135.1743 |
| Sàn lầu 2 | 7.8 | 3.2 | 0.612 | 0.7111 | 0.8534 | 150.40 | 163.20 | 128.3473 | 139.2704 |
| Sàn lầu 3 | 11.0 | 3.2 | 0.674 | 0.7832 | 0.9398 | 150.40 | 163.20 | 141.3498 | 153.3795 |
| Sàn lầu 4 | 14.2 | 3.2 | 0.724 | 0.8413 | 1.0095 | 150.40 | 163.20 | 151.8357 | 164.7578 |
| Sàn lầu 5 | 17.4 | 3.2 | 0.767 | 0.8913 | 1.0695 | 150.40 | 163.20 | 160.8535 | 174.5432 |
| Sàn lầu 6 | 20.6 | 3.2 | 0.804 | 0.9342 | 1.1211 | 150.40 | 163.20 | 168.6131 | 182.9631 |
| Sàn lầu 7 | 23.8 | 3.2 | 0.837 | 0.9726 | 1.1671 | 150.40 | 163.20 | 175.5338 | 190.4728 |
| Sàn lầu 8 | 27.0 | 3.2 | 0.867 | 1.0075 | 1.2089 | 150.40 | 163.20 | 181.8253 | 197.2998 |
| Sàn lầu 9 | 30.2 | 3.2 | 0.895 | 1.0400 | 1.2480 | 150.40 | 163.20 | 187.6974 | 203.6716 |
| Sàn lầu 10 | 33.4 | 3.2 | 0.92 | 1.0690 | 1.2828 | 150.40 | 163.20 | 192.9403 | 209.3608 |
| Sàn lầu 11 | 36.6 | 3.2 | 0.944 | 1.0969 | 1.3163 | 150.40 | 163.20 | 197.9736 | 214.8224 |
| Sàn lầu 12 | 39.8 | 3.2 | 0.966 | 1.1225 | 1.3470 | 150.40 | 163.20 | 202.5874 | 219.8288 |
| Sàn lầu 13 | 43.0 | 3.2 | 0.988 | 1.1481 | 1.3777 | 150.40 | 163.20 | 207.2011 | 224.8353 |
| Sàn mái | 46.2 | 3.2 | 1.008 | 1.1713 | 1.4056 | 75.20 | 81.60 | 105.6978 | 114.6933 |

5.1.2 Tính toán thành phần động tải trọng gió:

Ta có giá trị giới hạn của tần số dao động riêng f_L ứng với gió vùng II và độ giảm loga của $\delta = 0.3$ ứng với công trình bê tông cốt thép: $f_L = 1.3$

Chọn những tần số thỏa điều kiện: $f < f_L$

Theo mục 4.2 và 4.3 TÁC 229:1999

+ Nếu $f_1 > f_L$ (tần số giới hạn) thì thành phần động của tải trọng gió chỉ kể đến tác dụng của xung vận tốc gió.

+ Nếu $f_1 < f_L$ thì phải kể thêm lực quán tính.

| Mode | Perãiod | Frequency | UX | UY |
|------|---------|-----------|---------|---------|
| 1 | 1.6439 | 0.6083 | 58.1385 | 0.0000 |
| 2 | 1.3476 | 0.7420 | 0.0000 | 52.4279 |
| 3 | 1.3260 | 0.7542 | 0.0165 | 4.8478 |
| 4 | 0.3832 | 2.6093 | 13.9027 | 0.0000 |
| 5 | 0.3125 | 3.1998 | 0.0066 | 0.0225 |
| 6 | 0.2776 | 3.6023 | 0.0000 | 15.9667 |

| | | | | |
|----|--------|---------|--------|--------|
| 7 | 0.1633 | 6.1223 | 5.0238 | 0.0000 |
| 8 | 0.1392 | 7.1859 | 0.0056 | 0.0047 |
| 9 | 0.1190 | 8.4035 | 0.0000 | 5.2194 |
| 10 | 0.0944 | 10.5939 | 2.6426 | 0.0001 |
| 11 | 0.0848 | 11.7912 | 0.0103 | 0.0020 |
| 12 | 0.0725 | 13.7944 | 0.0000 | 2.6375 |

Theo phân tích động học ở trên ta có: $f_3 = 0.7542 < f_L = 1.3 < f_4 = 2.6093$. Tuy nhiên Mode 3 có $f_3 = 0.7542 < f_L = 1.3$ nhưng Mode này dao động xoắn, khối lượng tham gia vào dao động nhỏ ($U_X = 0.0165$, $U_Y = 4.8478$), theo tiêu chuẩn ta không tính mode này.

Vì vậy ta tính toán thành phần động của gió ứng với dạng dao động đầu tiên theo phương x và phương y(mode1 và mode2).

$f_1 = 0.6083 < f_L$ do đó thành phần động của tải trong gió gồm xung của vận tốc gió và lực quán tính.

Giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j (có cao độ z) ứng với dạng dao riêng thứ i được xác định theo công thức (4.10) TCXD 229:1999

$$W^{jt} = (M_j \cdot \xi_i \cdot \psi_i \cdot y_{ij}) \cdot \gamma \cdot \beta \quad (5.2)$$

Trong đó :

- M_j : Khối lượng tập trung của phần công trình thứ j.
- ξ_i : Hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i, không thứ nguyên
- y_{ij} : Dịch chuyển ngang tỉ đối của trọng tâm phần công trình thứ j ứng với dạng dao động thứ i, không thứ nguyên
- ψ_i : hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành n phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió có thể coi như không đổi.
- $\gamma=1.2$ hệ số độ tin cậy của tải trọng gió
- $\beta=1$ hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian (t=50 năm)

A. XÁC ĐỊNH M_j

Lấy kết quả xuất ra từ bảng Center Mass Rãigidaity của ETABS ta được khối lượng từng tầng được thể hiện trong bảng khối lượng và tâm khối lượng trong phần kết quả dao động riêng ở phần trước.

B. XÁC ĐỊNH HỆ SỐ Ψ_i

Hệ số ψ_i được xác định theo công thức:
$$\psi_i = \frac{\sum_{j=1}^n y_{ji} W_{Fj}}{\sum_{j=1}^n y_{ji}^2 M_j}$$

(5.3)

Trong đó:

- W_j :Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j của công trình, ứng với các dạng dao động khác nhau khi chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió, được xác định theo công thức:

$$W_j = W_j \cdot \zeta_i \cdot v \cdot S_j \quad (5.4)$$

Trong đó :

- W_j : Đã tính ở bảng trên.
- S_j : diện tích đón gió của phần j của công trình
- ζ_i : Hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao z ứng với phần thứ j của công trình. Phụ thuộc vào dạng địa hình và chiều cao z. (Tra bảng 3 TCXD 229 – 1999)

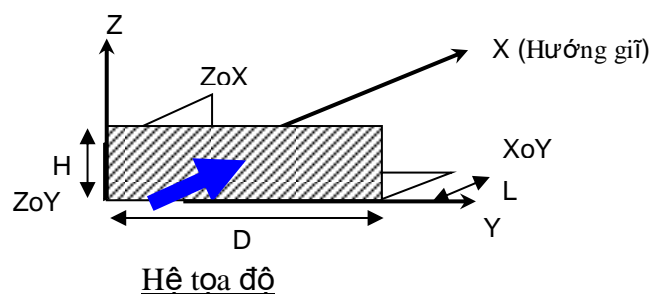
| Hệ số áp lực động ζ | | | |
|---------------------------|---------------|-------|-------|
| Độ cao (m) | Dạng địa hình | | |
| | A | B | C |
| 5 | 0,318 | 0,517 | 0,754 |
| 10 | 0,303 | 0,486 | 0,684 |
| 15 | 0,295 | 0,469 | 0,646 |
| 20 | 0,289 | 0,457 | 0,621 |
| 30 | 0,281 | 0,440 | 0,586 |
| 40 | 0,275 | 0,429 | 0,563 |
| 50 | 0,271 | 0,420 | 0,546 |
| 60 | 0,267 | 0,414 | 0,532 |
| 80 | 0,262 | 0,403 | 0,511 |
| 100 | 0,258 | 0,395 | 0,496 |

$$\zeta_A(z) = 0.303 (z/10)^{-0.07}$$

$$\zeta_B(z) = 0.486 (z/10)^{-0.09}$$

$$\zeta_C(z) = 0.684 (z/10)^{-0.14}$$

- v :Hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió được xác định theo bảng 4 TÁC 229:1999 phụ thuộc vào vào tham số : ρ và χ



$$\rho = D \ \& \ \chi = H$$

- D : Chiều dài của mặt đón gió ứng với phần thứ j;
- H : Chiều cao của mặt đón gió ứng với phần thứ j;
- L : Chiều rộng của mặt đón gió ứng với phần thứ j.

Theo mặt đón gió zox

$$\rho = 51 \text{ m} \ \& \ \chi = 46.2 \text{ m}$$

Theo mặt đón gió zoy:

$$\rho = 47 \text{ m} \ \& \ \chi = 46.2 \text{ m}$$

C. XÁC ĐỊNH HỆ SỐ ξ_i

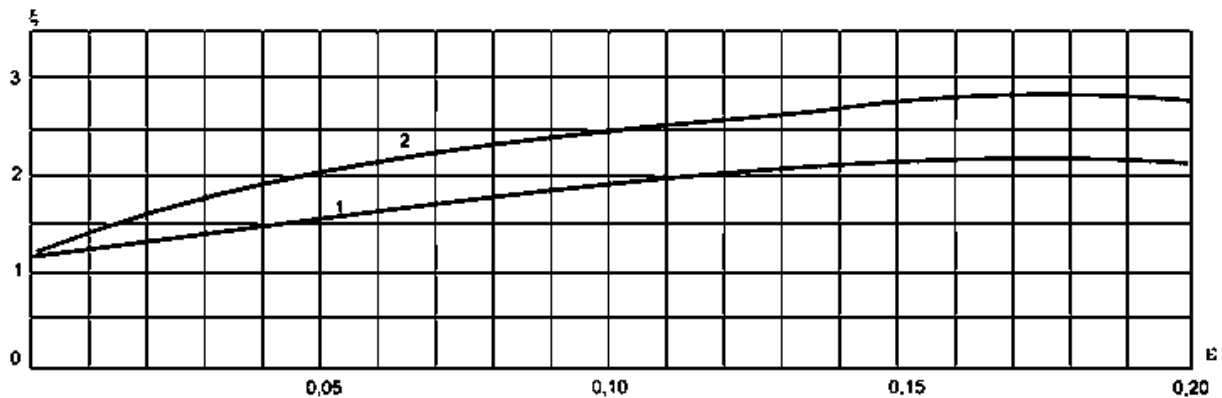
ξ_i là hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i , phụ thuộc vào thông số ε_i và độ giảm loga của dao động δ_i (Đường cong 1 ứng với $\delta_i=0.3$). Trong đó:

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_i} \quad (5.5)$$

$\gamma=1.2$ là hệ số tin cậy của tải trọng gió

W_0 : tính bằng đơn vị N/m^2

f_i : là tần số dao động riêng thứ i



Hệ số động lực ξ_i

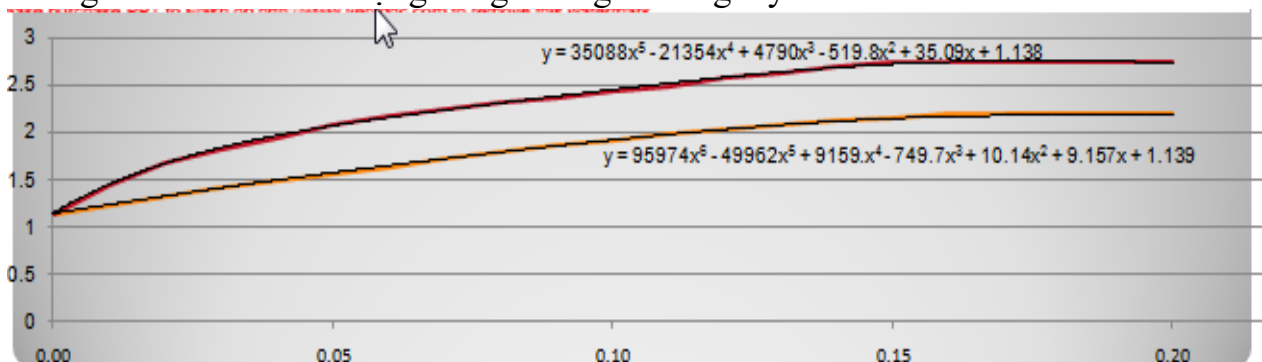
Theo phụ lục A.12 TÁC 229

$$\xi_i = \sqrt{\frac{1}{3\pi} \int_0^{+\infty} \frac{\varepsilon^{11/3} d\varepsilon}{(1+\varepsilon^2)^{4/3} [\varepsilon^4 - 2(1-2\gamma_i^2)\varepsilon^2\varepsilon_i^2 + \varepsilon_i^4]}}$$

(5.6)

Với $\gamma_i = \frac{\delta_i}{2\pi}$ có thể sử dụng maple để giải tích phân này.

Trong bài sinh viên sử dụng công thức gần đúng lấy từ biểu đồ excel :



- với $\delta=0,3$: $\xi_i = 95974\varepsilon^5 - 49962\varepsilon^4 + 9159\varepsilon^3 - 749,7\varepsilon^2 + 10,14\varepsilon^2 + 9,157\varepsilon + 1,139$

- với $\delta=0,15$: $\xi_i = 23404\varepsilon^5 - 10533\varepsilon^4 + 10316\varepsilon^3 + 1483\varepsilon^3 - 362,7\varepsilon^2 + 32,34\varepsilon + 1,145$

| THÀNH PHẦN ĐỘNG CỦA GIÓ THEO PHƯƠNG X(MODE 1) | | |
|---|-----------|----------------|
| Tần số dao động riêng | f_1 | 0.60832 |
| | \square | 0.05519 |

| Hệ số động lực học | <input type="checkbox"/> | 1.60825 | | | | | | | |
|-----------------------------|---------------------------------------|-----------------|------------------------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------------------------|--|-----------------|
| Mặt đón gió zoy | P | 47 m | | | | | | | |
| | <input type="checkbox"/> | 46.2 m | | | | | | | |
| Hệ số tương quan không Gian | <input type="checkbox"/> _x | 0.65007 | | | | | | | |
| | <input type="checkbox"/> _x | 0.02375 | | | | | | | |
| TẦNG | U _x | y _{ji} | y _{ji} ² | M _j | □ _i | W _{Fj} | y _{ji} *W _{Fjx} | y _{ji} ² *M _j | W _{pX} |
| SÀN MÁI | -0.0077 | 1.00 | 1.00 | 3354.827 | 0.523 | 59.872 | 59.872 | 3354.830 | 153.75 |
| SÀN TẦNG 13 | -0.0071 | 0.92 | 0.85 | 3491.207 | 0.528 | 59.273 | 54.655 | 2968.320 | 147.54 |
| SÀN TẦNG 12 | -0.0066 | 0.86 | 0.73 | 3491.207 | 0.534 | 58.635 | 50.259 | 2564.970 | 137.15 |
| SÀN TẦNG 11 | -0.006 | 0.78 | 0.61 | 3491.207 | 0.540 | 57.951 | 45.157 | 2119.810 | 124.68 |
| SÀN TẦNG 10 | -0.0054 | 0.70 | 0.49 | 3491.207 | 0.547 | 57.214 | 40.124 | 1717.040 | 112.21 |
| SÀN TẦNG 9 | -0.0047 | 0.61 | 0.37 | 3491.207 | 0.555 | 56.412 | 34.434 | 1300.740 | 97.67 |
| SÀN TẦNG 8 | -0.0041 | 0.53 | 0.28 | 3491.207 | 0.564 | 55.535 | 29.570 | 989.833 | 85.2 |
| SÀN TẦNG 7 | -0.0035 | 0.45 | 0.21 | 3491.207 | 0.574 | 54.563 | 24.801 | 721.324 | 72.73 |
| SÀN TẦNG 6 | -0.0029 | 0.38 | 0.14 | 3491.207 | 0.586 | 53.471 | 20.138 | 495.211 | 60.26 |
| SÀN TẦNG 5 | -0.0022 | 0.29 | 0.08 | 3491.207 | 0.600 | 52.222 | 14.920 | 284.996 | 45.72 |
| SÀN TẦNG 4 | -0.0017 | 0.22 | 0.05 | 3491.207 | 0.617 | 50.757 | 11.206 | 170.174 | 35.33 |
| SÀN TẦNG 3 | -0.0012 | 0.16 | 0.02 | 3491.207 | 0.639 | 48.974 | 7.632 | 84.792 | 24.94 |
| SÀN TẦNG 2 | 0.0000 | 0.09 | 0.01 | 3491.210 | 0.670 | 46.670 | 4.240 | 28.850 | 14.55 |
| SÀN TẦNG 1 | 0.0000 | 0.04 | 0.00 | 3848.600 | 0.720 | 54.180 | 2.110 | 5.840 | 6.87 |
| SÀN TRỆT | 0.0000 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| SÀN HẦM | 0.0000 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| | | | | | | | 399.118 | 16806.73 | |

THÀNH PHẦN ĐỘNG CỦA GIÓ THEO PHƯƠNG Y(MODE 2)

| | | |
|-----------------------|----------------|----------------|
| Tần số dao động riêng | f ₁ | 0.74204 |
| | | 0.04525 |
| Hệ số động lực học | | 1.53151 |
| Mặt đón gió zox | P | 51m |

| 46.2m | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|---------|----------|------------|-----------|-------------|----------|-------------------|------------------|---------------|----------------|
| Hệ số tương quan không Gian | | | | | | x | | | | 0.64223 |
| | | | | | | x | | | | 0.02792 |
| TẦNG | U_Y | y_{ji} | y_{ji}^2 | M_j | \square_i | W_{Fj} | $y_{ji} * W_{Fj}$ | $y_{ji}^2 * M_j$ | W_{pY} | |
| SÀN MÁI | -0.0076 | 1.00 | 1.00 | 3354.8271 | 0.669 | 75.608 | 75.608 | 3354.83 | 172.15 | |
| SÀN TẦNG 13 | -0.0069 | 0.91 | 0.82 | 3491.2066 | 0.658 | 72.892 | 66.178 | 2877.71 | 162.65 | |
| SÀN TẦNG 12 | -0.0063 | 0.83 | 0.69 | 3491.2066 | 0.648 | 70.286 | 58.263 | 2399 | 148.50 | |
| SÀN TẦNG 11 | -0.0057 | 0.75 | 0.56 | 3491.2066 | 0.639 | 67.746 | 50.809 | 1963.8 | 134.36 | |
| SÀN TẦNG 10 | -0.0051 | 0.67 | 0.45 | 3491.2066 | 0.632 | 65.233 | 43.775 | 1572.13 | 120.22 | |
| SÀN TẦNG 9 | -0.0044 | 0.58 | 0.34 | 3491.2066 | 0.625 | 62.712 | 36.307 | 1170.18 | 103.72 | |
| SÀN TẦNG 8 | -0.0038 | 0.50 | 0.25 | 3491.2066 | 0.618 | 60.149 | 30.074 | 872.802 | 89.57 | |
| SÀN TẦNG 7 | -0.0032 | 0.42 | 0.18 | 3491.2066 | 0.612 | 57.503 | 24.212 | 618.94 | 75.43 | |
| SÀN TẦNG 6 | -0.0026 | 0.34 | 0.12 | 3491.2066 | 0.607 | 54.728 | 18.723 | 408.597 | 61.29 | |
| SÀN TẦNG 5 | -0.0021 | 0.28 | 0.08 | 3491.2066 | 0.602 | 51.760 | 14.302 | 266.555 | 49.50 | |
| SÀN TẦNG 4 | -0.0015 | 0.20 | 0.04 | 3491.2066 | 0.597 | 48.507 | 9.574 | 135.997 | 35.36 | |
| SÀN TẦNG 3 | -0.0011 | 0.14 | 0.02 | 3491.2066 | 0.592 | 44.819 | 6.487 | 73.1364 | 25.93 | |
| SÀN TẦNG 2 | -0.0007 | 0.09 | 0.01 | 3491.2066 | 0.588 | 40.415 | 3.722 | 29.6172 | 16.50 | |
| SÀN TẦNG 1 | -0.0003 | 0.04 | 0.00 | 3848.5962 | 0.584 | 43.279 | 1.708 | 5.99677 | 7.80 | |
| SÀN TRỆT | 0.0000 | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| SÀN HẦM | 0.0000 | - | - | - | - | - | - | - | - | |
| | | | | | | | 439.742 | 15749.3 | | |

5.1.3 KẾT QUẢ TẢI GIÓ TÁC ĐỘNG LÊN CÔNG TRÌNH THEO TỪNG PHƯƠNG

Theo tiêu chuẩn, phải tiến hành tổ hợp phản ứng theo từng mode dao động để có được tác động của gió động, sau đó tổ hợp gió tĩnh và gió động để có được tác động của tải trọng gió. Tuy nhiên, do thành phần gió động theo mỗi phương chỉ do 1 mode tham gia, các mode còn lại do khối lượng tham gia bằng 0 nên thành

phần gió động do các mode này gây ra là bằng 0, nên tổ hợp lực gió tác động lên công trình như sau

$$G_{OX} = G_{TX} + G_{DX}_1$$

$$G_{OY} = G_{TY} + G_{DY}_2$$

CHƯƠNG 6

THIẾT KẾ SÀN PHẪNG (KHÔNG CÓ MŨ CỘT)

6.1. KẾT CẤU SÀN

Trong công trình, hệ sàn có ảnh hưởng rất lớn tới sự làm việc không gian của kết cấu. Việc lựa chọn phương án sàn hợp lý là điều rất quan trọng. Do vậy, cần phải có sự phân tích đúng để lựa chọn ra phương án phù hợp với kết cấu của công trình.

Các loại kết cấu sàn đang được sử dụng rộng rãi hiện nay gồm:

a.Hệ sàn sườn

Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.

- Ưu điểm:
 - ✓ Tính toán đơn giản
 - ✓ Được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn công nghệ thi công.
- Nhược điểm:
 - ✓ Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn, gây bất lợi cho kết cấu công trình khi chịu tải trọng ngang và không tiết kiệm chi phí vật liệu.
 - ✓ Không tiết kiệm không gian sử dụng.

b.Hệ sàn ô cờ

Cấu tạo gồm hệ dầm vuông góc với nhau theo hai phương, chia bản sàn thành các ô bản kê bốn cạnh có nhịp bé, theo yêu cầu cấu tạo khoảng cách giữa các dầm không quá 2m.

- Ưu điểm:
 - ✓ Tránh được có quá nhiều cột bên trong nên tiết kiệm được không gian sử dụng và có kiến trúc đẹp, thích hợp với các công trình yêu cầu thẩm mỹ cao và không gian sử dụng lớn như hội trường, câu lạc bộ...
- Nhược điểm:
 - ✓ Không tiết kiệm, thi công phức tạp.
 - ✓ Khi mặt bằng sàn quá rộng cần phải bố trí thêm các dầm chính. Vì vậy, nó cũng không tránh được những hạn chế do chiều cao dầm chính phải lớn để giảm độ võng.

c.Sàn không dầm (không có mũ cột)

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột.

- Ưu điểm:
 - ✓ Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình.
 - ✓ Tiết kiệm được không gian sử dụng.
 - ✓ Dễ phân chia không gian.
 - ✓ Dễ bố trí hệ thống kỹ thuật điện, nước..
 - ✓ Việc thi công phương án này nhanh hơn so với phương án sàn dầm bởi không phải mất công gia công cốt pha, cốt thép dầm, cốt thép được đặt tương đối định hình và đơn giản. Việc lắp dựng ván khuôn và cốt pha cũng đơn giản.
- Nhược điểm:
 - ✓ Trong phương án này các cột không được liên kết với nhau để tạo thành khung do đó độ cứng nhỏ hơn so với phương án sàn dầm, do vậy khả năng chịu lực theo phương ngang phương án này kém hơn phương án sàn dầm, chính vì vậy tải trọng ngang hầu hết do vách chịu và tải trọng đứng do cột chịu.
 - ✓ Sàn phải có chiều dày lớn để đảm bảo khả năng chịu uốn và chống chọc thủng do đó dẫn đến tăng khối lượng sàn.

d.Sàn không dầm dự ứng lực

Cấu tạo: Gồm các bản kê trực tiếp lên cột. Cốt thép được ứng lực trước.

- Ưu điểm:
 - ✓ Giảm chiều dày, độ võng sàn.
 - ✓ Giảm được chiều cao công trình.
 - ✓ Tiết kiệm được không gian sử dụng.
 - ✓ Phân chia không gian các khu chức năng dễ dàng, bố trí hệ thống kỹ thuật dễ dàng.
 - ✓ Thích hợp với những công trình có khẩu độ $6 \div 12\text{m}$.
- Nhược điểm:
 - ✓ Tính toán phức tạp.
 - ✓ Thi công đòi hỏi thiết bị chuyên dụng.

e.Tấm panel lắp ghép

Cấu tạo: Gồm những tấm panel được sản xuất trong nhà máy. Các tấm này được vận chuyển ra công trường và lắp dựng, sau đó rải cốt thép và đổ bê tông bù.

- Ưu điểm:
 - ✓ Khả năng vượt nhịp lớn.
 - ✓ Thời gian thi công nhanh.
 - ✓ Tiết kiệm vật liệu.
- Nhược điểm:
 - ✓ Kích thước cầu kiện lớn.
 - ✓ Quy trình tính toán phức tạp.

f.Một số loại sàn khác

Hiện nay do nhu cầu xây dựng ngày càng cao của xã hội cùng với xu thế hội nhập trên thế giới nước ta cũng đã xuất hiện nhiều công nghệ thi công sàn mới và hiện đại ví dụ như: sàn BubbleDeck; sàn căng cáp...

g.lựa chọn giải pháp kết cấu sàn:

Qua phân tích ưu, nhược điểm của một số kết cấu sàn phổ biến hiện nay, đề án chọn phương án sàn không dầm (không có mũ cột) để thiết kế. Đây là loại sàn phẳng, làm giảm chiều cao tầng, tạo không gian thông thoáng, có hiệu quả về kiến trúc, thẩm mỹ cao.

6.2. NGUYÊN TẮC TÍNH TOÁN

6.2.1 Các giả thuyết khi tính toán cho mô hình nhà cào tầng

Sàn là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó (mặt phẳng ngang) và liên kết ngàm với các phần tử khung hay vách cứng ở cao trình sàn. Không kể biến dạng cong (ngoài mặt phẳng sàn) lên các phần tử. Bỏ qua sự ảnh hưởng độ cứng uốn của sàn tầng này đến các sàn tầng kế bên.

Mọi thành phần hệ chịu lực trên từng tầng đều có chuyển vị ngang như nhau. Các cột và vách cứng đều được ngàm ở chân cột và chân vách cứng ngay mặt đài móng.

Khi tải trọng ngang tác dụng thì tải trọng tác dụng này sẽ truyền vào công trình dưới dạng lực phân bố trên các sàn (vị trí tâm cứng của từng tầng) và sàn truyền các lực này sang hệ cột, vách.

Biến dạng dọc trục của sàn, của dầm xem như là không đáng kể.

6.2.2 Nguyên tắc tính toán cơ bản

Khi thiết kế cần tạo sơ đồ kết cấu, kích thước tiết diện và bố trí cốt thép đảm

bảo được độ bền, độ ổn định và độ cứng không gian xét trong tổng thể cũng như riêng từng bộ phận kết cấu. Việc đảm bảo đủ khả năng chịu lực phải trong cả giai đoạn xây dựng và sử dụng.

Khi tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép cần phải thỏa mãn những yêu cầu về tính toán theo hai nhóm trạng thái giới hạn:

a.Theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất TTGH I

Nhằm bảo đảm khả năng chịu lực của kết cấu, cụ thể bảo đảm cho kết cấu:

- Không bị phá hoại do tác dụng của tải trọng và tác động.
- Không bị mất ổn định về hình dáng hoặc vị trí.
- Không bị phá hoại vì kết cấu bị mỏi.
- Không bị phá hoại do tác động đồng thời của các nhân tố về lực và những ảnh hưởng bất lợi của môi trường.

b.Theo nhóm trạng thái giới hạn thứ hai TTGH II

Nhằm bảo đảm sự làm việc bình thường của kết cấu, cụ thể cần hạn chế:

- Khe nứt không mở rộng quá giới hạn cho phép hoặc không xuất hiện khe nứt.
- Không có những biến dạng quá giới hạn cho phép như độ võng, góc xoay, góc trượt, dao động.

✓ **Tính toán kết cấu theo khả năng chịu lực được tiến hành dựa vào điều kiện:**

$$T \leq T_{td}$$

Trong đó:

- T – giá trị nguy hiểm có thể xảy ra của từng nội lực hoặc do tác dụng đồng thời của một số nội lực.
- T_{td} – Khả năng chịu lực của tiết diện đang xét của kết cấu khi tiết diện chịu lực đạt đến trạng thái giới hạn.

✓ **Tính toán kiểm tra về biến dạng theo điều kiện sau:**

$$f \leq [f_{gh}]$$

Trong đó:

- f – Biến dạng của kết cấu (độ võng, góc xoay, góc trượt, biên độ dao động) do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.
- f_{gh} – Trị giới hạn của biến dạng, trị giới hạn độ võng của một số kết cấu cho ở *bảng 4 trang 18 TCXD 356 – 2005*.

Tính toán kết cấu về tổng thể cũng như tính toán từng cấu kiện của nó cần tiến hành đối với mọi giai đoạn : chế tạo, vận chuyển, xây dựng, sử dụng và sửa chữa. Sơ đồ tính toán ứng với mỗi giai đoạn phải phù hợp với giải pháp cấu tạo được chọn.

6.2.3 Phân tích sự làm việc của sàn không dầm

Về cơ bản, kết cấu sàn phẳng cũng là loại kết cấu sàn chịu uốn theo hai phương.

. Khi chịu tải trọng ngang, với giả thiết tuyệt đối cứng nên sàn sẽ không bị biến dạng trong mặt phẳng. Khi đó sàn có tác dụng như một miếng cứng truyền tải trọng ngang tới các bộ phận chịu lực ngang chính của kết cấu là lõi cứng và cả hệ cột.

. Khi chịu tải trọng đứng, bản sàn chịu uốn và có thể bị phá hoại về cắt theo kiểu bị cột đâm thủng.

Hiện nay có nhiều cách thiết kế sàn không dầm, trong đó có thể kể tới một số phương pháp khá phổ biến như phương pháp thiết kế trực tiếp, phương pháp khung tương đương... Tuy nhiên với sự phát triển mạnh mẽ của máy tính và các phần mềm kỹ thuật như hiện nay thì việc tính toán và xác định mômen trong sàn phẳng theo chỉ dẫn trong quy phạm dựa trên hai phương pháp này chỉ mang tính lý luận và hữu ích khi tính toán thủ công. Trong phạm vi đề án này, việc tính toán mômen trong bản sàn được thực hiện với sự trợ giúp của phần mềm Safe, theo phương pháp trực tiếp, dựa trên nguyên tắc cơ bản sau: Mặt bằng sàn được chia thành các dải trên cột và dải giữa nhịp. Dải cột là dải bản sàn nằm trên hàng cột có bề rộng lấy bằng $\frac{1}{4}$ nhịp nhỏ trong số 2 nhịp liền kề nhau về mỗi phía tính từ tim trục hàng cột. Dải giữa là dải được hình thành từ giữa hai đường biên của hai dải cột. Các dải trên cột làm việc như dầm liên tục kê lên các đầu cột, còn các dải giữa cũng được xem là các dải liên tục kê lên các gối tựa đàn hồi là các dải trên cột vuông góc với nó.

6.3. TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH (SÀN TẦNG 8)

6.3.1 SỐ LIỆU TÍNH TOÁN

Bê tông loại B25 có các chỉ tiêu:

Cường độ chịu nén tính toán: $R_b = 14.5 \text{ MPa}$

Cường độ chịu kéo tính toán: $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$

Mô đun đàn hồi $E_b = 30.10^3 \text{ MPa}$

Cốt thép gân $\phi \geq 10$ loại CIII, có các chỉ tiêu:

Cường độ chịu kéo tính toán: $R_s = 365 \text{ MPa}$

Cường độ chịu nén tính toán: $R_{sc} = 365 \text{ MPa}$

Mô đun đàn hồi $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Cốt thép trơn $\phi < 10$ loại CI, có các chỉ tiêu:

Cường độ chịu kéo tính toán: $R_s = 225 \text{ MPa}$

Cường độ chịu nén tính toán: $R_{sc} = 225 \text{ MPa}$

Mô đun đàn hồi $E_s = 210000 \text{ MPa}$

6.3.2 Trình tự thiết kế

- Xác định sơ đồ kết cấu;
- Chọn chiều dày và xác định tải trọng tác dụng lên sàn;
- Phân tích tìm nội lực kết cấu, tính thép sàn
- Kiểm tra chống xuyên thủng;
- Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn;
- Kiểm tra độ võng của sàn.

6.3.3 Xác định sơ đồ kết cấu

Bản sàn được lựa chọn là sàn phẳng không mũ cột tựa trực tiếp lên cột. Những ô sàn có khoảng trống như các lỗ bố trí hệ thống kỹ thuật như đường ống cấp-thoát nước xuyên tầng,.. coi như vẫn liên tục, sau này sẽ tiến hành các biện pháp cấu tạo để xử lý.

6.3.4 Chọn chiều dày và xác định tải trọng tác dụng lên sàn

a. Chọn chiều dày sàn

Nhằm hạn chế nứt, biến dạng chọn chiều dày sàn theo công thức (L/45-L/40)

$$L_{\max} = 10.5\text{m} \Rightarrow h_s = (0.233-0.2625)\text{m} \text{ chọn } h_s = 0.25\text{m} = 250\text{mm}.$$

Kích thước cột, vách đã chọn sơ bộ (Chương 5).

b. Tải trọng tác dụng lên sàn

1. TÍNH TẢI

. Trọng lượng bản thân cấu kiện

Etabs tự động tính toán với hệ số vượt tải $n = 1.1$.

. Trọng lượng các lớp hoàn thiện

$$g_{ht} = 1.549 \text{ kN/m}^2$$

. Trọng lượng tường xây

- Trọng lượng tường ngăn trên sàn được quy đổi thành tải trọng phân bố đều trên sàn (mang tính chất gần đúng). Tải trọng tường ngăn có xét đến sự giảm tải (trừ đi 30% diện tích lỗ cửa) tính theo công thức sau:

$$g_i^{qd} = \frac{n \cdot l_t \cdot h_t \cdot \gamma_t}{A} \cdot 70\%$$

(4.26)

trong đó:

n - hệ số độ tin cậy, $n = 1.3$;

l_t - chiều dài tường;

h_t - chiều cao tường;

γ_t - trọng lượng đơn vị tường;

| Stt | Loại | $\delta_i(m)$ | Ht (m) | L (m) | g_i (kN/m ³) | n | 70% G_t (kN) | Tổng G_t (kN) | A (m ²) | g_t^{qd} (kN/m ²) |
|-----|------|---------------|--------|-------|----------------------------|-----|----------------|-----------------|---------------------|---------------------------------|
| 1 | 100 | 0.10 | 2.95 | 266 | 18 | 1.1 | 1087.5942 | 1638.4536 | 2397 | 3.0179 |
| 2 | 200 | 0.20 | 2.95 | 546 | 18 | 1.1 | 4464.8604 | 5595.5718 | | |

| | | | | | | | | | |
|---|----------------------|------|------|-----|----|-----|-----------|--|--|
| 3 | Lớp vữa trát mỗi bên | 0.02 | 2.95 | 266 | 18 | 1.3 | 550.8594 | | |
| 4 | Lớp vữa trát mỗi bên | 0.02 | 2.95 | 546 | 18 | 1.3 | 1130.7114 | | |

- Riêng đối với trọng lượng tường xây khi làm phần sàn không dầm thì để đánh giá được chính xác hơn sự phân bố giá trị nội lực sàn, thì ta đưa về tải phân bố đều trên dầm ảo tại vị trí của tường

| Stt | Loại | $\delta_i(m)$ | Ht (m) | g_i (kN/m ³) | n | 70% g_t (kN/m) | Tổng g_t (kN/m) |
|-----|----------------------|---------------|--------|----------------------------|-----|------------------|-------------------|
| 1 | Tường 100 | 0.10 | 2.95 | 18.00 | 1.1 | 4.09 | 5.54 |
| 2 | Tường 200 | 0.20 | 2.95 | 18.00 | 1.1 | 8.18 | 9.63 |
| 3 | Lớp vữa trát mỗi bên | 0.02 | 2.95 | 18.00 | 1.3 | 1.45 | |

.Tải trọng cầu thang

Gồm các phản lực tại dầm thang và bản thang truyền vào lõi thang.

2. HOẠT TẢI

Nếu trên sàn có nhiều loại phòng có p^{tt} khác nhau thì phân bố lại cho

$$\text{đều trên toàn bộ diện tích ô bản: } p_{tb} = \frac{p_1 \cdot S_1 + p_2 \cdot S_2 + \dots}{S_1 + S_2 + \dots}$$

với: p_1, S_1 : hoạt tải phân bố trên diện tích 1

p_2, S_2 : hoạt tải phân bố trên diện tích 2

.....

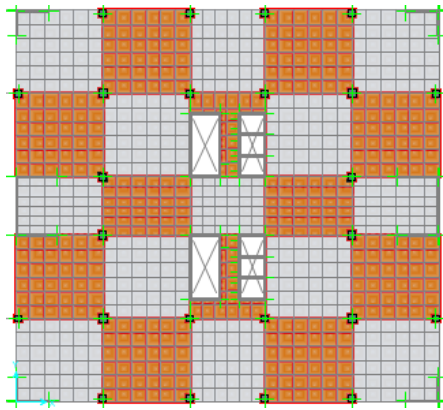
| Hoạt tải tầng điển hình | | | | | |
|-------------------------|-------|-----------------------------|--|---------------------------|--------------------------|
| Loại phòng | Hệ số | Diện tích (m ²) | HT _{tác} (kN/m ²) | HT _{tác} quy đổi | HT _{tt} quy đổi |
| Phòng sinh hoạt | 1.3 | 1815.6 | 1.5 | 1.864 | 2.4 |
| Hành lang | 1.2 | 581.4 | 3 | | |

3. Các trường hợp tải trọng

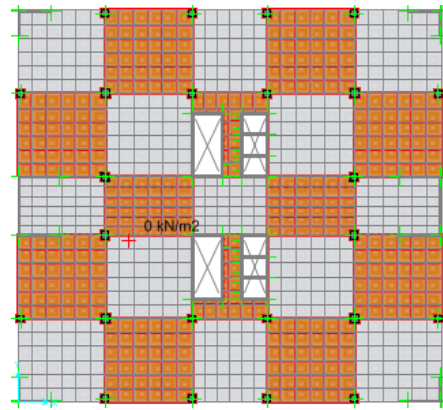
Theo quan niệm tải trọng ngang được truyền vào lõi cứng và cột nên có thể xem nội lực trong sàn chủ yếu do tải trọng đứng gây ra. Do đó trong quá trình tính toán và tổ hợp nội lực không cần xét đến ảnh hưởng của tải trọng ngang

Các trường hợp tải trọng:

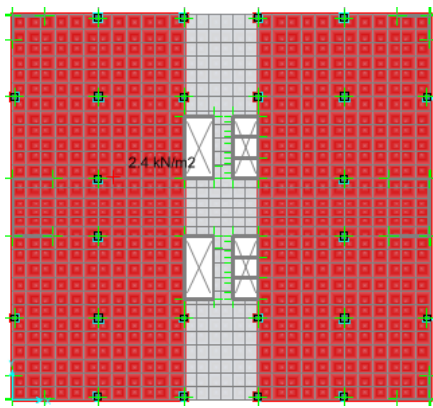
HT: chất đầy



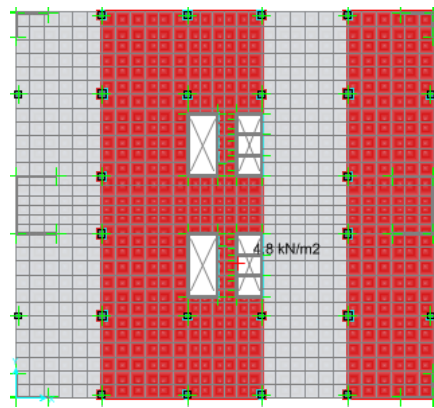
HT1



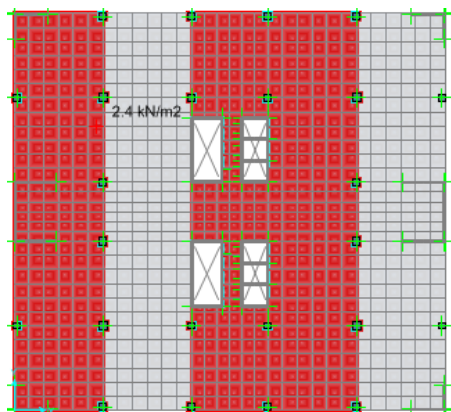
HT2



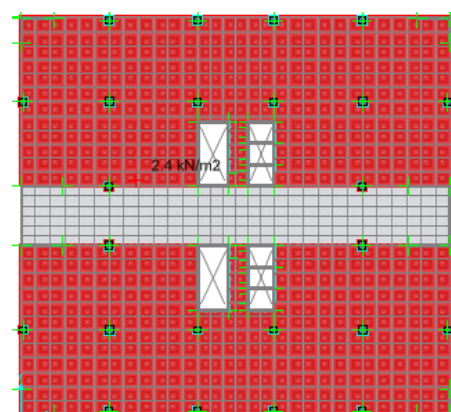
HT3



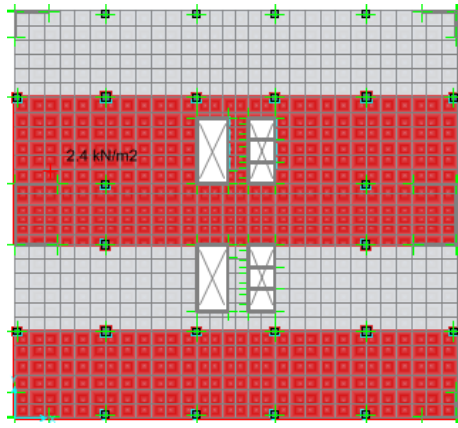
HT4



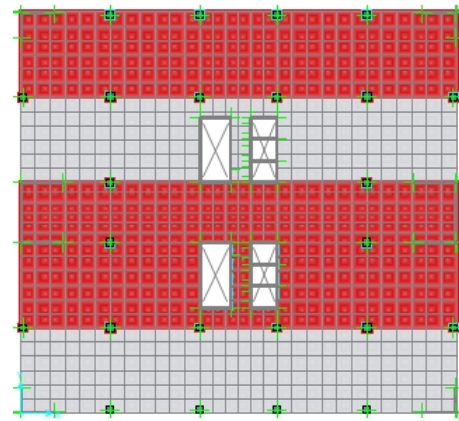
HT5



HT6



HT7



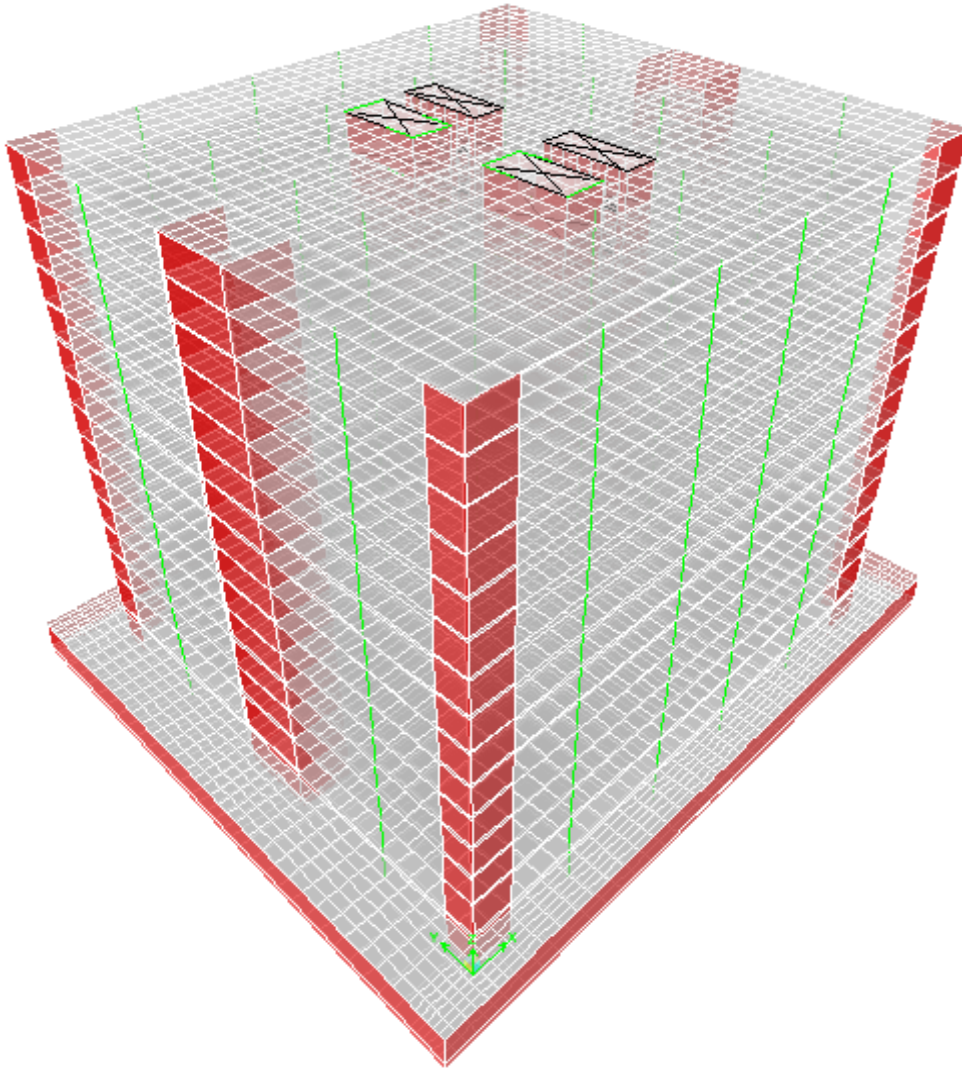
HT8

4. Tổ hợp nội lực

| TT | Cấu trúc tổ hợp |
|----|-----------------|
| 1 | TT+HT |
| 2 | TT+HT1 |
| 3 | TT+HT2 |
| 4 | TT+HT3 |
| 5 | TT+HT4 |
| 6 | TT+HT5 |
| 7 | TT+HT6 |
| 8 | TT+HT7 |
| 9 | TT+HT8 |

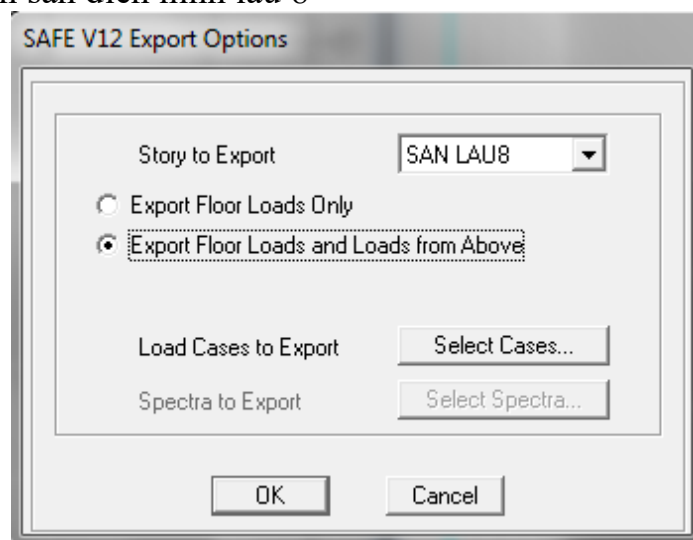
6.3.5 Phân tích tìm nội lực kết cấu và tính thép sàn

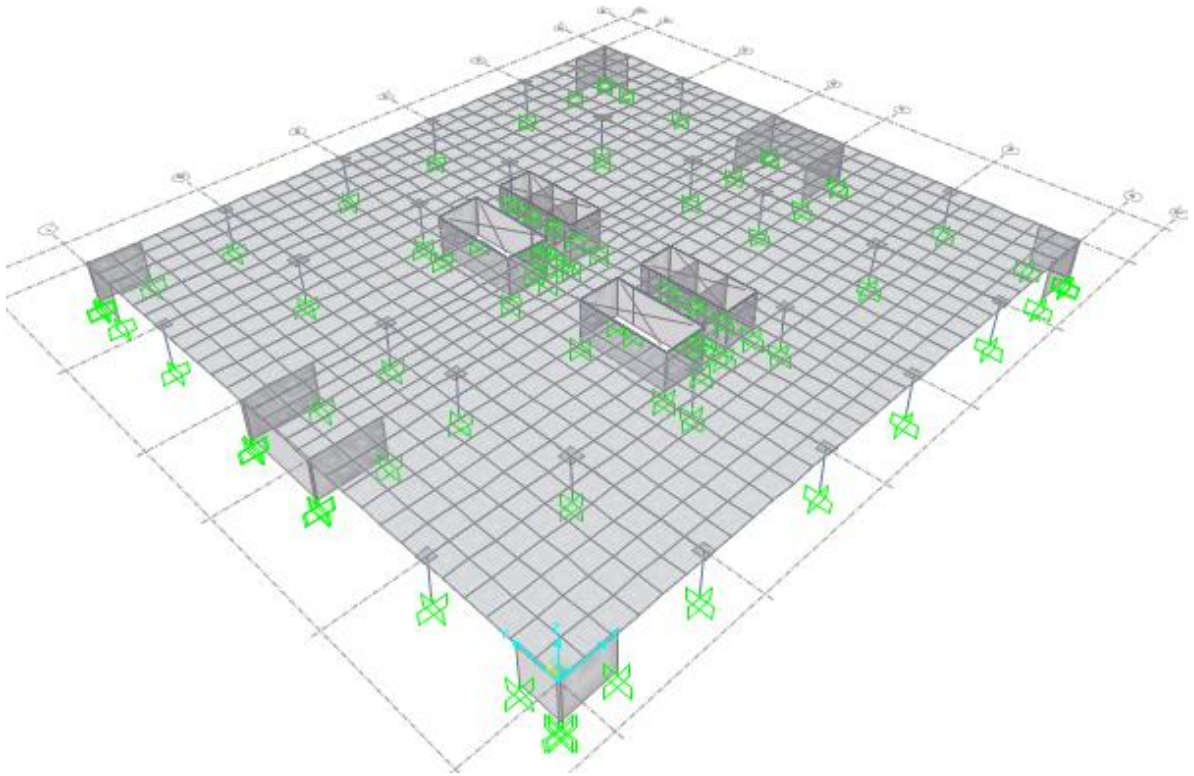
a. Khai báo mô hình trong etabs:



Mô hình 3D trong etabs

- Ta xuất trực tiếp mô hình từ etabs qua safe v12.2
Ở đây ta chọn sàn điển hình lầu 8

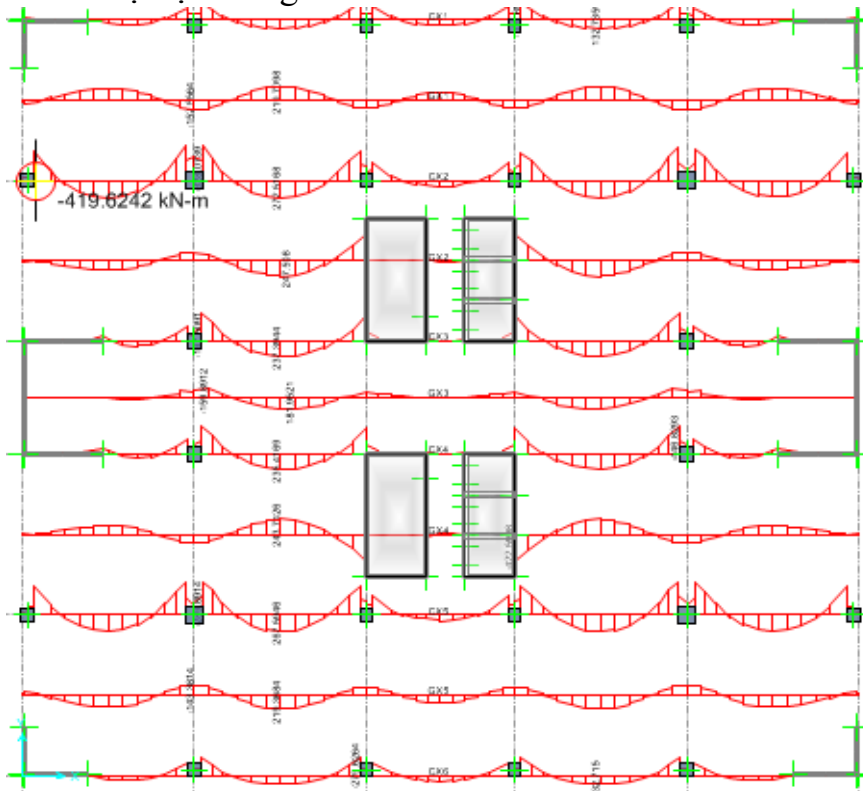
**b.Mô hình trong safe :**



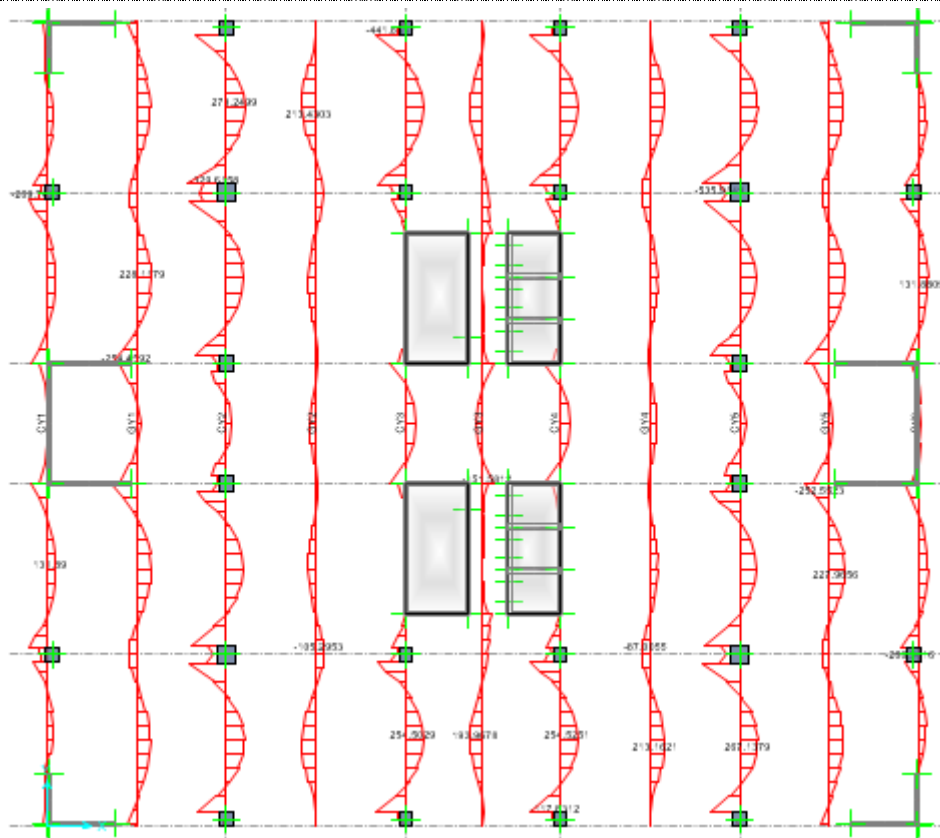
Sau khi chia dải tính toán bằng phần mềm safe v12.2 ta được kết quả như sau

1. Giá trị nội lực

Sơ đồ nội lực trong các dải bản



Moment trong các dải bản theo phương X



Moment trong các dải bản theo phương Y

2. Tính thép sàn

Giả thiết $a = 2,5 \text{ cm}$, $h_0 = 25 - 2,5 = 22,5 \text{ cm}$.

Tính ξ_R theo công thức:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

Trong đó:

ω - đặc trưng vùng chịu nén của bê tông, xác định theo công thức:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b$$

Đối với bê tông nặng $\alpha = 0,85$.

R_s : cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép:

$$R_s = 365 \text{ MPa}$$

$\sigma_{sc,u}$ - ứng suất giới hạn của cốt thép trong vùng bê tông chịu nén (khi bê tông đạt tới biến dạng cực hạn): $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ MPa}$ (Đối với tải thường xuyên, tải tạm thời dài và ngắn hạn).

Do đó: $\xi_R = 0,563$

Tính α_R :

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) = 0,405$$

Tính α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \cdot \text{Nếu } \alpha_m < \alpha_R \Rightarrow \text{ Bài toán đặt cốt đơn.}$$

Từ α_m tính được $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$

Diện tích cốt thép chịu kéo:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

Hàm lượng thép:

$$\mu_{\min} = 0.05\% < \mu \% = \frac{A_s}{b h_0} < \mu_{\max} = \frac{\xi R_b}{R_s}$$

$$\mu_{\max} = \frac{\xi R_b}{R_s} = \frac{0.563 \times 145}{3650} = 2.237\%$$

$i_{tt} = 0.3\% \text{ -- } 0.6\%$: hàm lượng là hợp lí

Để đơn giản và thiên về an toàn ta xét moment lớn nhất mỗi dải để tính và bố trí thép cho dải đó

Xuất kết quả ra file excel và tiến hành lọc nội lực ta được kết quả tính thép như sau:

BẢNG TỔNG HỢP TÍNH THÉP LỚP TRÊN THEO PHƯƠNG X

| Dải | Vị trí | Bề rộng (m) | M trên dải (KNm) | M trên dải (KNm/m) | m | y | A_s^{tt} (cm ²) | P | a (mm) | $A_s^{chọn}$ | i% | Kiểm tra |
|-----|--------|-------------|------------------|--------------------|--------|--------|----------------------------------|----|-----------|--------------|--------|----------|
| CX1 | Gối | 2.50 | -345.6120 | -138.2448 | 0.1606 | 0.1761 | 18.4592 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| CX2 | Gối | 5.00 | -677.9580 | -135.5916 | 0.1576 | 0.1724 | 18.0680 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| CX3 | Gối | 4.25 | -556.2360 | -130.8791 | 0.1521 | 0.1658 | 17.3774 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| GX1 | Gối | 5.00 | -187.6060 | -37.5212 | 0.0436 | 0.0446 | 4.6730 | 18 | 200 | 12.7200 | 0.5653 | OK |
| GX2 | Gối | 5.00 | -523.2990 | -104.6598 | 0.1216 | 0.1301 | 13.6304 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| GX3 | Gối | 3.50 | -196.1130 | -56.0323 | 0.0651 | 0.0674 | 7.0607 | 18 | 200 | 12.7200 | 0.5653 | OK |

BẢNG TỔNG HỢP TÍNH THÉP LỚP TRÊN THEO PHƯƠNG Y

| Dải | Vị trí | Bề rộng (m) | M trên dải (KNm) | M trên dải (KNm/m) | m | y | A_s^{tt} (cm ²) | P | a (mm) | $A_s^{chọn}$ | i% | Kiểm tra |
|-----|--------|-------------|------------------|--------------------|--------|--------|----------------------------------|----|-----------|--------------|--------|----------|
| CY1 | Gối | 2.625 | -332.6380 | -126.7192 | 0.1472 | 0.1600 | 16.7722 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| CY2 | Gối | 5.250 | -687.2200 | -130.8990 | 0.1521 | 0.1659 | 17.3803 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| CY3 | Gối | 4.875 | -544.6680 | -111.7268 | 0.1298 | 0.1396 | 14.6250 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| GY1 | Gối | 5.250 | -455.9870 | -86.8547 | 0.1009 | 0.1066 | 11.1714 | 18 | 120 | 21.2100 | 0.9427 | OK |
| GY2 | Gối | 5.250 | -131.5170 | -25.0509 | 0.0291 | 0.0295 | 3.0961 | 18 | 200 | 12.7200 | 0.5653 | OK |
| GY3 | Gối | 4.500 | -187.3090 | -41.6242 | 0.0484 | 0.0496 | 5.1973 | 18 | 200 | 12.7200 | 0.5653 | OK |

BẢNG TỔNG HỢP TÍNH THÉP LỚP DƯỚI THEO PHƯƠNG X

| Dải | Vị trí | Bề rộng (m) | M trên dải (KNm) | M trên dải (KNm/m) | m | y | A_s^{tt} (cm ²) | p | a (mm) | $A_s^{chọn}$ | i% | Kiểm tra |
|-----|--------|-------------|------------------|--------------------|--------|--------|-------------------------------|----|--------|--------------|--------|----------|
| CX1 | NHỊP | 2.50 | 162.8336 | 65.1334 | 0.0757 | 0.0788 | 8.2562 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| CX2 | NHỊP | 5.00 | 334.3940 | 66.8788 | 0.0777 | 0.0810 | 8.4872 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| CX3 | NHỊP | 4.25 | 283.0652 | 66.6036 | 0.0774 | 0.0806 | 8.4508 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| GX1 | NHỊP | 5.00 | 274.0589 | 54.8118 | 0.0637 | 0.0659 | 6.9014 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| GX2 | NHỊP | 5.00 | 303.8221 | 60.7644 | 0.0706 | 0.0733 | 7.6805 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| GX3 | NHỊP | 3.50 | 223.3944 | 63.8270 | 0.0742 | 0.0771 | 8.0837 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |

BẢNG TỔNG HỢP TÍNH THÉP LỚP DƯỚI THEO PHƯƠNG Y

| Dải | Vị trí | Bề rộng (m) | M trên dải (KNm) | M trên dải (KNm/m) | m | y | A_s^{tt} (cm ²) | p | a (mm) | $A_s^{chọn}$ | i% | Kiểm tra |
|-----|--------|-------------|------------------|--------------------|--------|--------|-------------------------------|----|--------|--------------|--------|----------|
| CY1 | NHỊP | 2.625 | 164.3353 | 62.6039 | 0.0727 | 0.0756 | 7.9225 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| CY2 | NHỊP | 5.250 | 355.2022 | 67.6576 | 0.0786 | 0.0820 | 8.5905 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| CY3 | NHỊP | 4.875 | 312.2000 | 64.0410 | 0.0744 | 0.0774 | 8.1120 | 14 | 150 | 10.2600 | 0.4560 | OK |
| GY1 | NHỊP | 5.250 | 283.4901 | 53.9981 | 0.0627 | 0.0648 | 6.7954 | 14 | 200 | 7.7000 | 0.3422 | OK |
| GY2 | NHỊP | 5.250 | 261.8020 | 49.8670 | 0.0579 | 0.0597 | 6.2590 | 14 | 200 | 7.7000 | 0.3422 | OK |
| GY3 | NHỊP | 4.500 | 237.9439 | 52.8764 | 0.0614 | 0.0635 | 6.6495 | 14 | 200 | 7.7000 | 0.3422 | OK |

6.3.6 Kiểm tra khả năng chống xuyên thủng của sàn

Vấn đề quan trọng nhất và cũng là một điểm yếu của sàn không dầm là khả năng chống xuyên thủng kém hơn nhiều so với sàn có dầm đỡ bình thường. Do đó ta phải kiểm tra khả năng chống xuyên thủng của hệ sàn.

Kiểm tra khả năng chống nén thủng theo tiêu chuẩn TCXD 356-2005. (Dựa vào tính toán thực hành kết cấu BTÁCT theo TCXD 356-2005 của Nguyễn Đình Cống)

Bê tông nặng B25 có $R_{bt} = 1.05 \text{ Mpa} = 1050 \text{ kN/m}^2$.

Ứng với bê tông nặng (B25) tra bảng 4.1 trang 54 (Sách đã nêu trên).

Các hệ số cần thiết trong quá trình tính toán:

$$u_{b4} = 1.5; u_n = 0; u_{b2} = 2; u_{b3} = 0.6, u_t = 1.$$

Cần kiểm tra điều kiện sau:

$$N_t \leq N_b$$

$$N_t = F - qA_t = q_s \cdot [l_1 \cdot l_2 - (c_1 + c_2 + 2h_o)^2]$$

N_t : tải trọng gây ra sự phá hoại xuyên thủng

$$F_b = u_t \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_o.$$

Trong đó:

- $U_m = 2(c_1 + c_2 + 2h_o)$: chu vi trung bình của tháp thủng.
- $u_t = 1$: ứng với bê tông nặng (sách tham khảo trên trang 105).
- $h_o = h_b - a - P_{\max} / 2 = 25 - 2 - 1.6/2 = 22.2 \text{ cm} = 0.222 \text{ m}$
- Quy ước tháp chọc thủng nghiêng 45° tính từ đỉnh cột giao sàn.
- l_1, l_2 : kích thước diện chịu tải của cột;
- c_1, c_2 : kích thước cạnh cột;
- $q_s = 17 \text{ kN/m}^2$: lấy tải trọng tác dụng lên phòng ở để tính

| Cột | l_1 (m) | l_2 (m) | c_1 (m) | c_2 (m) | R_{bt} (kN/m ²) | N_t (kN) | F_b (daN) | Kiểm tra |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------------------------------|------------|-------------|----------|
| 700x700 | 4.875 | 5 | 0.8 | 0.8 | 1050 | 304.1326 | 859.6728 | Thỏa mn |
| 900X900 | 5.25 | 4.25 | 0.9 | 0.9 | 1050 | 250.516 | 1046.153 | Thỏa mn |

| | | | | | | | | |
|-----------|------|---|---|---|------|----------|----------|------------|
| 1000X1000 | 5.25 | 5 | 1 | 1 | 1050 | 294.0145 | 1139.393 | Thỏa mn |
|-----------|------|---|---|---|------|----------|----------|------------|

Như vậy cả 3 loại cột đều thỏa khả năng chống xuyên thủng

6.3.7 Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn

Lực cắt lớn nhất nằm ở dải CY2 với giá trị : 551.322 kN

Moment tương ứng: 656.2892 kNm

Cách trục tọa độ oxy: 9.2m , thuộc tổ hợp: TT+HT

Khả năng chịu cắt nhỏ nhất của bê tông:

$$Q_b \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0$$

Hệ số $\varphi_{b3} = 0,6$ với bê tông nặng.

Hệ số φ_n , xét đến ảnh hưởng lực dọc. Trong trường hợp này $\varphi_n = 0$.

Hệ số φ_f xét đến ảnh hưởng của cánh chịu nén trong tiết diện chữ T, chữ I được xác định theo công thức:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0}$$

nhưng không lớn hơn 0,5.

Để đơn giản xem $\varphi_f = 0$.

Vậy $Q_b = 551.322 \text{ kN} \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 1050 \cdot 5,25 \cdot 0,225 = 744,2$
kN

Kết luận được bê tông không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng. (Cấu kiện sàn không bị phá hoại bởi lực cắt).

Ngoài ra, cấu kiện bê tông cốt thép chịu tác dụng của lực cắt cần được tính toán để đảm bảo độ bền trên dải nghiêng giữa các vết nứt xiên theo điều kiện:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (\text{Khả năng chịu ứng suất nén chính})$$

Trong đó:

Hệ số φ_{w1} , xét đến ảnh hưởng của cốt thép đai vuông góc với trục dọc cấu kiện, được xác định theo công thức:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \mu_w$$

nhưng không lớn hơn 1,3,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}$$

Đối với sàn không có cốt đai nên $\varphi_{w1} = 1$

Hệ số φ_{b1} được xác định theo công thức:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$$

trong đó:

β – hệ số, lấy như sau:

+ đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông tổ ong: 0,02

+ đối với bê tông nhẹ:0,01

R_b tính bằng MPa.

Tính được

$$0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 = 0,3.1.(1-0,02.17).1450.5.25.0,225 = 3392 \text{ (kN)}$$

Lớn hơn nhiều so với $V_{max} = 551.322 \text{ kN}$ vậy điều kiện về hạn chế bề rộng của khe nứt nghiêng hoàn toàn thỏa mãn

6.3.8 Kiểm tra độ võng của bản sàn

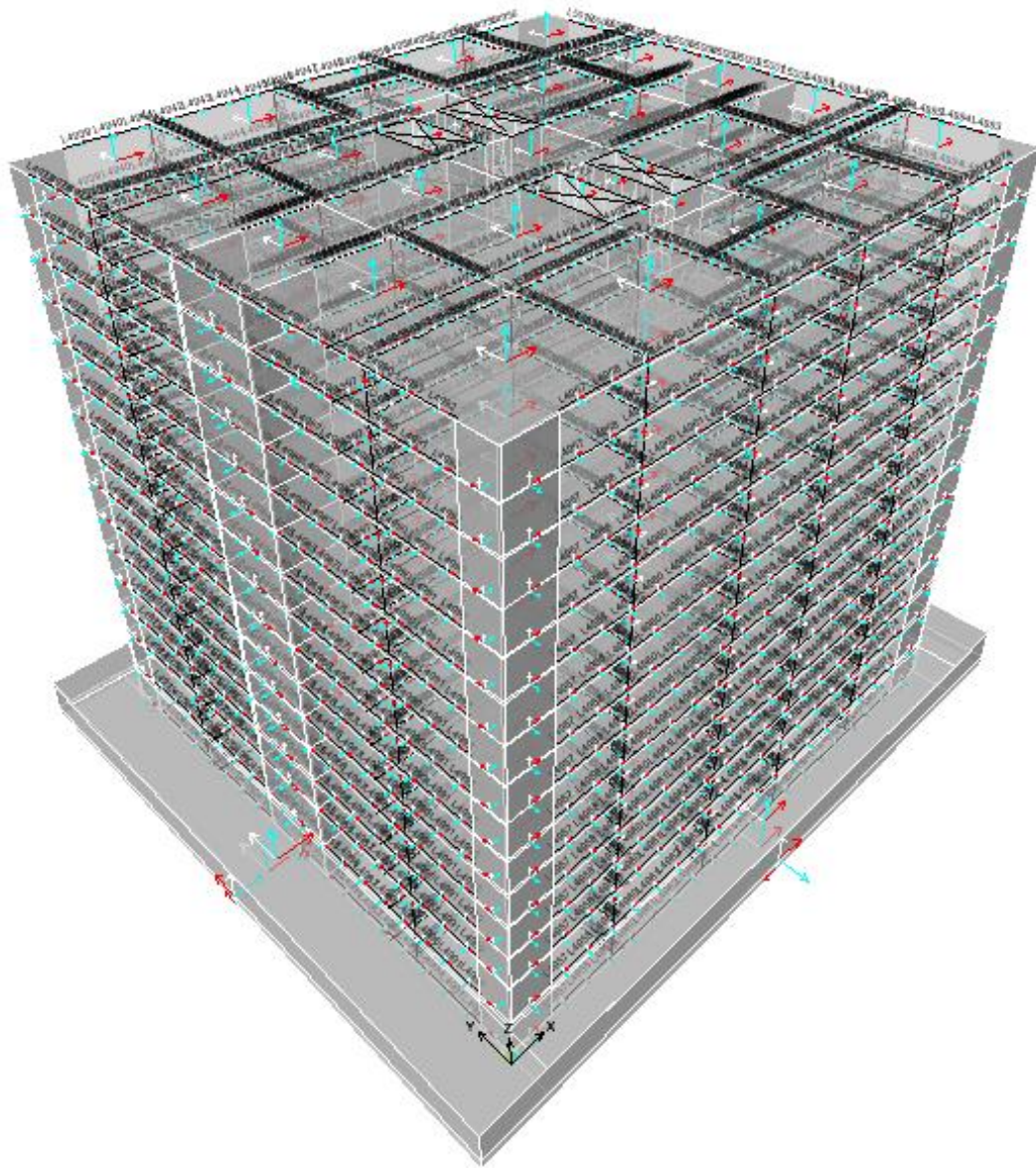
Theo kết quả xuất ra từ phần mềm, xác định được điểm võng lớn nhất và giá trị **chuyển vị đàn hồi** này là $f = 1.691 \text{ cm}$

Độ võng cho phép của cầu kiện:

- Nhịp $L > 7.5\text{m}$: $[f] = L/250 = 10500/250 = 42 \text{ mm} = 4.2 \text{ cm}$.

Như vậy độ võng của bản sàn nhỏ hơn nhiều so với độ võng cho phép.

CHƯƠNG 7 TÍNH KHUNG



Hình 7.1 mô hình ETABS

Các trường hợp tổ hợp tải trọng trong Etabs

Để thuận tiện khai báo tổ hợp trung gian như sau:

TTT = TT+ TUONG + HOANTHIEN

GIOX = GIOTINHX + GIODONGX

GIOY = GIOTINHY + GIODONGAY

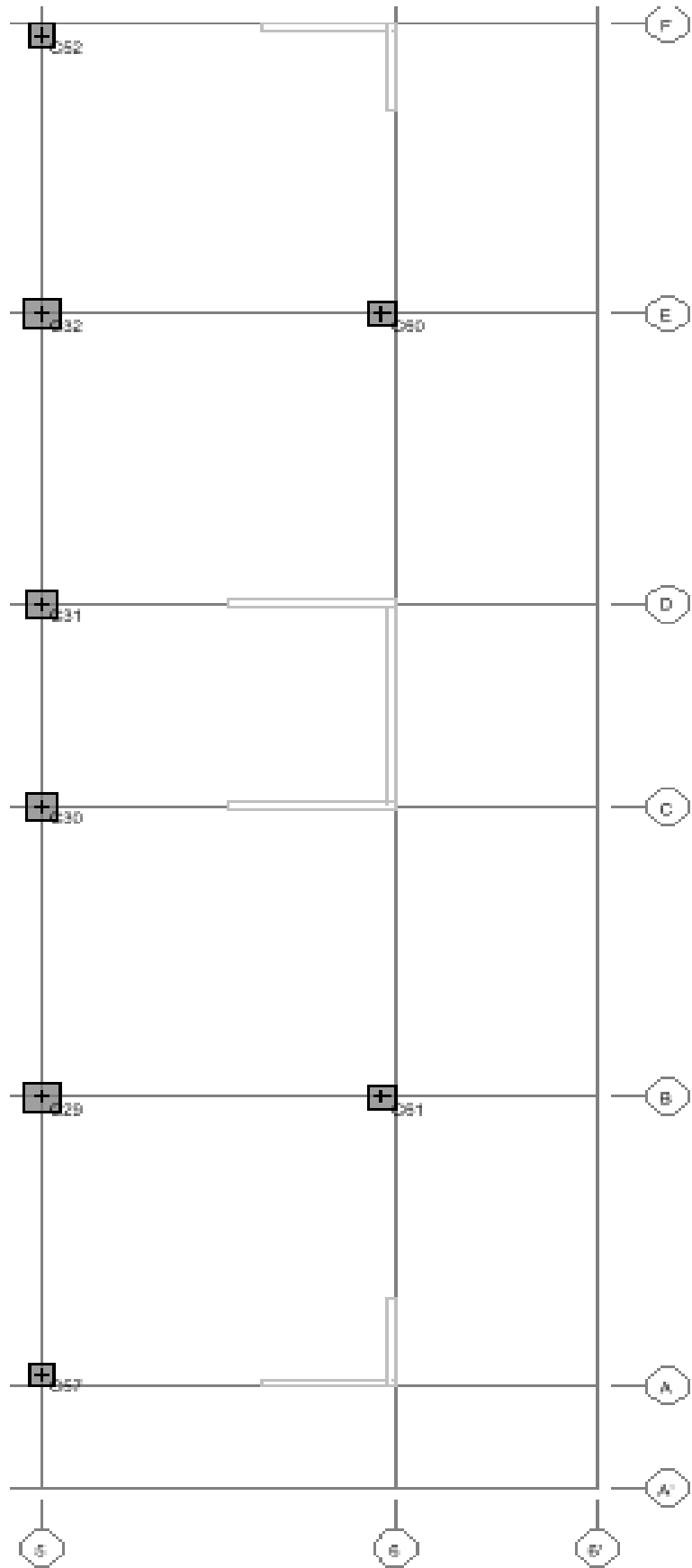
| Bảng 7.1 Cấu trúc tổ hợp tải trọng | |
|---|-------------------------------------|
| TH1 | TTT + HT |
| TH2 | TTT + GIOX |
| TH3 | TTT - GIOX |
| TH4 | TTT + GIOY |
| TH5 | TTT - GIOY |
| TH6 | TTT + 0,9HT + 0,9GIOX |
| TH7 | TTT + 0,9HT - 0,9GIOX |
| TH8 | TTT + 0,9HT + 0,9GIOY |
| TH9 | TTT + 0,9HT - 0,9GIOY |
| BAO | TH1+TH2+TH3+TH4+TH5+TH6+TH7+TH8+TH9 |

Chọn tính toán khung:

Trục 5 gồm 6 cột C52 , C57 và C29,C30,C31,C32

Trục B gồm 6 cột C61, C63 và C23,C24,C25,C29

(kí hiệu tên cột theo etab).



Hình 7.3 ký hiệu cột khung trục 5

7.1 THIẾT KẾ CỘT

Hiện nay tiêu chuẩn Việt Nam chưa có hướng dẫn cụ thể tính toán cột chịu nén lệch tâm xiên. Khi thiết kế thường sử dụng 1 trong 2 phương pháp sau :

- Thứ nhất là tính riêng cho từng trường hợp lệch tâm phẳng rồi cộng kết quả lại. phương pháp này thiên về an toàn vì lực dọc được nhân lên 2 lần do đó không tận dụng được tối đa khả năng chịu lực của vật liệu(bị dư thép nhiều).
- Thứ 2 là phương pháp quy đổi trường hợp nén lệch tâm xiên thành lệch tâm phẳng tương đương được trình bày trong tiêu chuẩn Anh BS8110 và mỹ ACI 318.

Trong đồ án sinh viên sử dụng phương pháp thứ 2 cho việc thiết kế cốt thép dọc cho cột lệch tâm xiên. Phương pháp này được GS.NGUYỄN ĐÌNH CỐNG viết lại phù hợp với tiêu chuẩn Việt Nam TCXD 356-2005.

Sau đó Sinh Viên tiến hành bài toán kiểm tra lại bằng phương pháp sử dụng biểu đồ tương tác trong không để phản ánh đúng thực tế khả năng chịu lực của cấu kiện. Để xây dựng biểu đồ tương tác trong không gian Sinh Viên tham khảo tài liệu : “ Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép” GS.NGUYỄN ĐÌNH CỐNG Tính toán cụ thể dựa trên mục 6.2.2E của TCXD 356-2005.

7.1.1 Thiết kế thép cho cột

A. XÁC ĐỊNH ẢNH HƯỞNG CỦA LỆCH TÂM NGẪU NHIÊN VÀ UỐN DỌC

Do ảnh hưởng uốn dọc và độ lệch tâm ngẫu nhiên, mô men tính toán cho cột được tăng thành:

$$M_x^* = \eta_x e_{0x} N \quad (7.1)$$

Trong đó,

e_{0x} là độ lệch tâm tính toán đã kể đến lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_{0x} = \max\left(20; \frac{l}{600}; \frac{H}{30}; \frac{M_x}{N}\right) \quad (7.2)$$

η_x là hệ số kể đến uốn dọc, theo 6.2.2.5 TCXD 356-2005:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (7.3)$$

Trong đó,

$$N_{cr}^x = \frac{C_b \cdot E_b}{l_0^2} \left[\frac{J_x}{\phi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e^x}{\phi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_s J_s^x \right] \text{ là lực tới hạn về ổn định cho cấu kiện. (theo}$$

6.2.2.15 TCXD 356-2005)

Các hệ số được tính:

- Lấy $C_b = 6,4$: bê tông nặng.
- E_b : mô đun đàn hồi của bê tông.
- $\phi_1 = 1 + \frac{M_l}{M}$: hệ số kể đến tác dụng dài hạn của tải trọng.
- $l_0 = \mu \cdot l$: chiều dài tính toán của cột.
- $\delta_e^x = \text{Max} \left(\frac{e_0^x}{H}; 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{H} - 0,01 R_b \right)$
- $\phi_p = 1$: cốt thép không ứng lực trước.
- $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b}$
- $J_s^x = \sum \left(\frac{\pi}{64} \cdot \phi_i^4 + a_i \cdot y_i \right) = \mu_t b h_0 (0,5h - a)^2$: mô men quán tính của diện tích cốt thép lấy đối với trục x.

Tương tự cho M_y^*

Công thức tính N_{cr} theo TÁC 356 khá phức tạp do xét ảnh hưởng của nhiều hệ số. Có thể sử dụng công thức gần đúng của Giáo Sư NGUYỄN ĐÌNH CỐNG như sau:

$$N_{cr} = \frac{2,5 E_b I}{l_0^2} \quad (7.4)$$

B. THIẾT KẾ THÉP DỌC CỘT

Tính theo phương pháp gần đúng được trình bày trong tiêu chuẩn nước Anh BS8110 và của Mỹ ACI 318.

Xét tiết diện cạnh C_x , C_y điều kiện áp dụng phương pháp này là $0,5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$

Tiết diện chịu lực nén N momen uốn M_x , Mấy, độ lệch tâm ngẫu nhiên sau khi xét ảnh hưởng của uốn dọc 2 phương momen tính toán tăng lên M_{x1} , Mấy₁.

$$M_{x1} = \eta_x M_x; M_{y1} = \eta_y M_y$$

- Khi $x_1 < h_0$ thì $m_o = 1 - \frac{0,6x_1}{h_0}$
- Khi $x_1 > h_0$ thì $m_o = 0,4$
 Tính momen dương (qui đổi nén lệch tâm xiên thành lệch tâm phẳng).

$$M = M_1 + m_o M_2 \frac{h}{b} \quad (7.5)$$

- Độ lệch tâm $e_1 = \frac{M}{N}$ với kết cấu siêu tĩnh $e_o = e_1 + e_a$.

$$e = e_o + \frac{h}{2} - a \quad (7.6)$$

- Độ mảnh $\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y}; \lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$. dựa vào e_o và x_1 xét các trường hợp

sau:

- ✚ Trường hợp 1. Nén lệch tâm bé $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} \leq 0,03$ tính toán gần như nén

đúng tâm. Tính các hệ số

Hệ số độ lệch tâm γ_e :

$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)} \quad (7.7)$$

Hệ số uốn dọc phụ khi xét thêm nén đúng tâm:

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3} \quad (7.8)$$

Cốt thép đặt theo chu vi (mật độ thép trên cạnh b có thể lớn hơn), diện tích toàn bộ cốt thép tính như sau:

$$A_{st} = \frac{\frac{\gamma_e N}{R_{sc}} - R_b b h}{R_{sc} - R_b} \quad (7.9)$$

- ✚ Trường hợp 2. ($\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0,03$) và ($x_1 > \xi_R h_o$). Tính theo trường hợp

nén lệch tâm bé. Xác định chiều cao vùng nén x theo công thức sau:

$$x = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right) h_o \quad (7.10)$$

Với $\varepsilon_o = \frac{e_o}{h_o}$

Diện tích toàn bộ cốt thép được tính như sau:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x \left(h_o - \frac{x}{2} \right)}{k R_{sc} Z} \quad \text{Với } k = 0,4. \quad (7.11)$$

- ✚ Trường hợp 3. ($\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} > 0,03$) và ($x_1 \leq \xi_R h_o$). Tính toán theo trường

hợp nén lệch tâm lớn. Tính A_{st} như sau:

$$A_{st} = \frac{N(e + 0,5x_1 - h_o)}{kR_s Z} \quad \text{Với } k = 0,4 \quad (7.12)$$

c. Tính cốt đai

Cốt đai cột tính toán như cốt đai dầm đã trình bày ở chương tính cầu thang và chương tính hồ nước.

| Bảng 7.2 Vật liệu | | | | | | | |
|--|----------------|-----------------------------|-----------|---------------|----------------|------------|------------|
| Bê tông B25 | | | | | Cốt thép CI | | |
| R_b (MPa) | R_{bt} (MPa) | E_b (MPa) | | | R_{sw} (MPa) | | |
| 14.5 | 1.05 | 30000 | | | 175 | | |
| Bảng 7.3 Số nhánh đai và đường kính cốt đai: | | | | | | | |
| Đai sử dụng | | | Các hệ số | | | | |
| $O_{đai}$ (mm) | n | A_{sw} (mm ²) | α | α_{b3} | α_{b4} | α_n | α_f |
| 8 | 2 | 100.531 | 0.01 | 0.6 | 1.5 | 0 | 0 |

Lực cắt lớn nhất cột là:

Cột trục 5: $V_2 = 174.85$ kN; $V_3 = 297.23$ kN

Cột trục B: $V_2 = 253.45$ kN; $V_3 = 315.44$ kN

Kết quả tính cốt đai như sau:

| Cấu kiện | Q (kN) | | | |
|------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | V2 | V3 | V2 | V3 |
| Cột | Trục 5 | | Trục B | |
| Q (kN) | <i>174.85</i> | <i>297.23</i> | <i>253.45</i> | <i>315.44</i> |
| b (mm) | 700 | 700 | 700 | 700 |
| h (mm) | 700 | 700 | 700 | 700 |
| a (mm) | 50 | 50 | 50 | 50 |
| h_o (mm) | 850 | 850 | 850 | 850 |
| Q_o (kN) | 468.56 | 468.56 | 468.56 | 468.56 |

| Kiểm tra điều kiện tính toán | Đặt cấu tạo | Đặt cấu tạo | Đặt cấu tạo | Đặt cấu tạo |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| $s_{ct} \text{ (mm)} <$ | 233.33 | 233.33 | 233.33 | 233.33 |
| $s_{chọn} \text{ (mm)}$ | 200 | 200 | 200 | 200 |
| Kiểm tra điều kiện bê tông chịu nén giữa các vết nứt nghiêng | | | | |
| \square_s | 7.00 | 7.00 | 7.00 | 7.00 |
| $\mu_w \text{ (mm}^2\text{)}$ | 0.0007 | 0.0007 | 0.0007 | 0.0007 |
| $\square_{b1} \text{ (mm}^2\text{)}$ | 0.86 | 0.86 | 0.86 | 0.86 |
| $\square_{w1} \text{ (mm}^2\text{)}$ | 1.03 | 1.03 | 1.03 | 1.03 |
| $Q_{bt} \text{ (kN)}$ | 2268.57 | 2268.57 | 2268.57 | 2268.57 |
| | OK | OK | OK | OK |

| Bảng 7.4 Bước đai | | | |
|--------------------------|---------------|------------|------------|
| Cột | 700x700 | 900x900 | 1000x1000 |
| $s_{ct} \text{ (mm)} <$ | 233.33 | 300 | 300 |
| $s_{chọn} \text{ (mm)}$ | 200 | 300 | 300 |

d. Tính thép

.Khung trục 5

-Kết quả tính toán cột C29 (C32)

| | | | |
|------------|-------------|-------------------------|---|
| SỐ | LIỆU | $C_x = 100$ cm | $H_c = 4$ m |
| | | $C_y = 100$ cm | |
| KẾT | QUẢ | Chọn f = 32 mm | <p> M_x quay quanh trục x M_y quay quanh trục y N </p> |
| | | Số cây trên cạnh | |
| | | $C_x = 9$ cy | |
| | | Số cây trên cạnh | |
| | | $C_y = 9$ cy | |
| | | XOA | |
| | | Bố trí $S_x = 112.5$ mm | |
| | | TÍNH THP | |
| | | Bố trí $S_y = 112.5$ mm | |
| | | $\mu_{tt} = 2.39\%$ | Tính theo |

$\mu_{chọn} = 2.57\%$

KT OK

phương X

| | |
|----------|----------------|
| As(chọn) | As(max) |
| 298.78 | 238.796 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | TÍNH theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|----------|-------------------|---------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|-----------------|
| | TỔ HỢP | P | M _{2X} | M _{3Y} | | e | x | | A _{sx} |
| | — | kN | kNm | kNm | | cm | cm | | cm ² |
| SAN TRET | TH1 | - 21637.98 | 29.256 | -9.035 | Tính theo phương X | 48.33 | 149.23 | Gần như nén đúng tâm | 238.80 |
| SAN TRET | TH1 | - 21572.71 | 2.202 | -14.078 | Tính theo phương Y | 48.33 | 148.78 | Gần như nén đúng tâm | 236.83 |
| SAN TRET | TH1 | - 21507.45 | -24.852 | -19.121 | Tính theo phương X | 48.33 | 148.33 | Gần như nén đúng tâm | 234.86 |
| SAN TRET | TH2 | - 17993.27 | 19.268 | 193.84 | Tính theo phương Y | 48.33 | 124.09 | Gần như nén đúng tâm | 128.89 |

| | | | | | | | | | |
|-------------|-----|---------------|---------|---------|-----------------------|-------|--------|-------------------------|--------|
| SAN TRET | TH2 | -17928 | 1.802 | 118.065 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.64 | Gần như nén đúng tâm | 126.92 |
| SAN TRET | TH2 | - 17862.74 | -15.663 | 42.289 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.19 | Gần như nén đúng tâm | 124.95 |
| SAN TRET | TH3 | - 17979.24 | 23.114 | -212.38 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.99 | Gần như nén đúng tâm | 128.47 |
| SAN TRET | TH3 | - 17913.98 | 2.053 | -142.12 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.54 | Gần như nén đúng tâm | 126.50 |
| SAN TRET | TH3 | - 17848.72 | -19.009 | -71.852 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.09 | Gần như nén đúng tâm | 124.53 |
| SAN TRET | TH4 | - 17944.86 | 160.102 | -11.08 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.76 | Gần như nén đúng tâm | 127.43 |
| SAN TRET | TH4 | -17879.6 | 85.173 | -12.393 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.31 | Gần như nén đúng tâm | 125.46 |
| SAN TRET | TH4 | - 17814.34 | 10.243 | -13.705 | Tính theo phương Y | 48.33 | 122.86 | Gần như nén đúng tâm | 123.49 |
| SAN TRET | TH5 | - 18027.64 | -117.72 | -7.458 | Tính theo phương X | 48.33 | 124.33 | Gần như nén đúng tâm | 129.93 |

| | | | | | | | | | |
|-------------|-----|---------------|---------|---------|-----------------------|-------|--------|-------------------------|--------|
| SAN TRET | TH5 | - 17962.38 | -81.318 | -11.658 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.88 | Gần như nén đúng tâm | 127.96 |
| SAN TRET | TH5 | - 17897.12 | -44.915 | -15.857 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.43 | Gần như nén đúng tâm | 125.99 |
| SAN TRET | TH6 | - 21279.11 | 26.719 | 173.74 | Tính theo phương Y | 48.33 | 146.75 | Gần như nén đúng tâm | 227.97 |
| SAN TRET | TH6 | - 21213.85 | 2.062 | 103.208 | Tính theo phương Y | 48.33 | 146.30 | Gần như nén đúng tâm | 226.01 |
| SAN TRET | TH6 | - 21148.59 | -22.595 | 32.677 | Tính theo phương Y | 48.33 | 145.85 | Gần như nén đúng tâm | 224.04 |
| SAN TRET | TH7 | - 21266.49 | 30.181 | -191.86 | Tính theo phương Y | 48.33 | 146.67 | Gần như nén đúng tâm | 227.59 |
| SAN TRET | TH7 | - 21201.23 | 2.287 | -130.95 | Tính theo phương Y | 48.33 | 146.22 | Gần như nén đúng tâm | 225.63 |
| SAN TRET | TH7 | - 21135.97 | -25.606 | -70.051 | Tính theo phương Y | 48.33 | 145.77 | Gần như nén đúng tâm | 223.66 |
| SAN TRET | TH8 | - 21235.55 | 153.47 | -10.688 | Tính theo phương X | 48.33 | 146.45 | Gần như nén đúng tâm | 226.66 |

| | | | | | | | | | |
|-------------|-----|---------------|---------|---------|-----------------------|-------|--------|-------------------------|--------|
| SAN TRET | TH8 | - 21170.29 | 77.095 | -14.203 | Tính theo phương X | 48.33 | 146.00 | Gần như nén đúng tâm | 224.69 |
| SAN TRET | TH8 | - 21105.03 | 0.721 | -17.719 | Tính theo phương Y | 48.33 | 145.55 | Gần như nén đúng tâm | 222.73 |
| SAN TRET | TH9 | - 21310.06 | -96.57 | -7.429 | Tính theo phương X | 48.33 | 146.97 | Gần như nén đúng tâm | 228.91 |
| SAN TRET | TH9 | - 21244.79 | -72.746 | -13.542 | Tính theo phương X | 48.33 | 146.52 | Gần như nén đúng tâm | 226.94 |
| SAN TRET | TH9 | - 21179.53 | -48.922 | -19.655 | Tính theo phương X | 48.33 | 146.07 | Gần như nén đúng tâm | 224.97 |

SỐ LIỆU

$C_x = 100$ cm

$H_c = 3.2$ m

$C_y = 100$ m

KẾT QUẢ

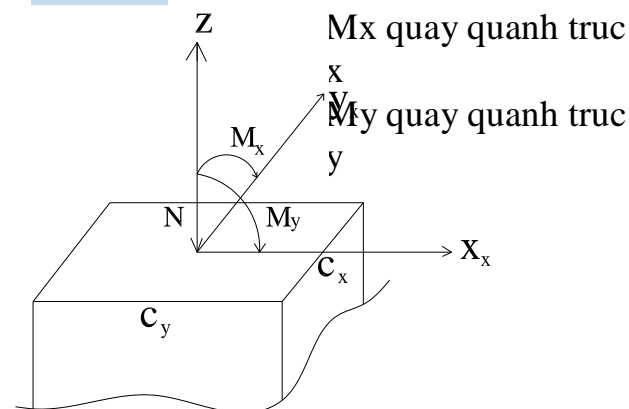
Chọn $f = 28$ mm

Số cây trên cạnh

$C_x = 9$ cy

Số cây trên cạnh

$C_y = 9$ cy



XOA

TÍNH THP

Bố trí $S_x = 112.5$ mm

Bố trí $S_y = 112.5$ mm

$\mu_{tt} = 1.83\%$

$\mu_{chọn} = 1.97\%$

KT OK

Tính theo phương X

| As(chọn) | As(max) |
|----------|----------------|
| 197.12 | 183.201 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|----------|-------------------|-----------|----------|----------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| | | | | | e | x | | A_{sx} | |
| | | | | | cm | cm | | cm^2 | |
| SAN LAU1 | TH1 | -19794.33 | 28.398 | -4.215 | Tính theo phương X | 48.33 | 136.51 | Gần như nén đúng tâm | 183.20 |
| SAN LAU1 | TH1 | -19742.12 | 1.593 | -11.877 | Tính theo phương Y | 48.33 | 136.15 | Gần như nén đúng tâm | 181.63 |

| | | | | | | | | | |
|----------|-----|-----------|---------|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|--------|
| | | | | | | | | tâm | |
| SAN LAU1 | TH1 | -19689.91 | -25.212 | -19.538 | Tính theo phương X | 48.33 | 135.79 | Gần như nén đúng tâm | 180.05 |
| SAN LAU1 | TH2 | -16666.72 | 21.555 | 81.346 | Tính theo phương Y | 48.33 | 114.94 | Gần như nén đúng tâm | 88.89 |
| SAN LAU1 | TH2 | -16614.5 | 0.965 | 53.833 | Tính theo phương Y | 48.33 | 114.58 | Gần như nén đúng tâm | 87.31 |
| SAN LAU1 | TH2 | -16562.29 | -19.625 | 26.32 | Tính theo phương Y | 48.33 | 114.22 | Gần như nén đúng tâm | 85.74 |
| SAN LAU1 | TH3 | -16652.8 | 20.219 | -91.336 | Tính theo phương Y | 48.33 | 114.85 | Gần như nén đúng tâm | 88.47 |
| SAN LAU1 | TH3 | -16600.59 | -0.356 | -74.856 | Tính theo phương Y | 48.33 | 114.49 | Gần như nén đúng tâm | 86.89 |
| SAN LAU1 | TH3 | -16548.38 | -20.931 | -58.376 | Tính theo phương Y | 48.33 | 114.13 | Gần như nén đúng tâm | 85.32 |
| SAN LAU1 | TH4 | -16619.37 | 66.037 | -4.958 | Tính theo phương X | 48.33 | 114.62 | Gần như nén đúng tâm | 87.46 |
| SAN LAU1 | TH4 | -16567.16 | 37.176 | -10.239 | Tính theo phương X | 48.33 | 114.26 | Gần như nén đúng tâm | 85.89 |
| SAN LAU1 | TH4 | -16514.95 | 8.315 | -15.52 | Tính theo phương Y | 48.33 | 113.90 | Gần như nén đúng tâm | 84.31 |
| SAN LAU1 | TH5 | -16700.15 | -24.263 | -5.032 | Tính theo phương X | 48.33 | 115.17 | Gần như nén đúng tâm | 89.90 |
| SAN LAU1 | TH5 | -16647.94 | -36.567 | -10.784 | Tính theo phương X | 48.33 | 114.81 | Gần như nén đúng tâm | 88.32 |
| SAN LAU1 | TH5 | -16595.73 | -48.871 | -16.536 | Tính theo phương X | 48.33 | 114.45 | Gần như nén đúng tâm | 86.75 |

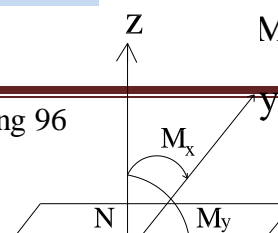
| | | | | | | | | | |
|----------|-----|-----------|---------|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|--------|
| SAN LAU1 | TH6 | -19487.13 | 28.248 | 73.414 | Tính theo phương Y | 48.33 | 134.39 | Gần như nén đúng tâm | 173.94 |
| SAN LAU1 | TH6 | -19434.92 | 2.059 | 46.17 | Tính theo phương Y | 48.33 | 134.03 | Gần như nén đúng tâm | 172.36 |
| SAN LAU1 | TH6 | -19382.71 | -24.131 | 18.926 | Tính theo phương X | 48.33 | 133.67 | Gần như nén đúng tâm | 170.79 |
| SAN LAU1 | TH7 | -19474.61 | 27.046 | -82 | Tính theo phương Y | 48.33 | 134.31 | Gần như nén đúng tâm | 173.56 |
| SAN LAU1 | TH7 | -19422.4 | 0.87 | -69.65 | Tính theo phương Y | 48.33 | 133.95 | Gần như nén đúng tâm | 171.99 |
| SAN LAU1 | TH7 | -19370.19 | -25.306 | -57.3 | Tính theo phương Y | 48.33 | 133.59 | Gần như nén đúng tâm | 170.41 |
| SAN LAU1 | TH8 | -19444.52 | 68.282 | -4.26 | Tính theo phương X | 48.33 | 134.10 | Gần như nén đúng tâm | 172.65 |
| SAN LAU1 | TH8 | -19392.31 | 34.649 | -11.495 | Tính theo phương X | 48.33 | 133.74 | Gần như nén đúng tâm | 171.08 |
| SAN LAU1 | TH8 | -19340.1 | 1.015 | -18.73 | Tính theo phương Y | 48.33 | 133.38 | Gần như nén đúng tâm | 169.50 |
| SAN LAU1 | TH9 | -19517.22 | -12.988 | -4.326 | Tính theo phương X | 48.33 | 134.60 | Gần như nén đúng tâm | 174.85 |
| SAN LAU1 | TH9 | -19465.01 | -31.72 | -11.985 | Tính theo phương X | 48.33 | 134.24 | Gần như nén đúng tâm | 173.27 |
| SAN LAU1 | TH9 | -19412.8 | -50.452 | -19.645 | Tính theo phương X | 48.33 | 133.88 | Gần như nén đúng tâm | 171.70 |

SỐ LIỆU

$C_x = 100 \text{ cm}$

$H_c = 3.2 \text{ m}$

$C_y = 100$

 M_x quay quanh trục

KẾT QUẢ

Chọn $f = 28$ mm
 Số cây trên cạnh
 $C_x = 9$ cy
 Số cây trên cạnh
 $C_y = 9$ cy

x
 My quay quanh trục
 y



Bố trí $S_x = 112.5$ mm
 Bố trí $S_y = 112.5$ mm

$\mu_{tt} = 1.36\%$
 $\mu_{chọn} = 1.97\%$
 KT OK

Tính theo phương X

| | |
|----------|----------------|
| As(chọn) | As(max) |
| 197.12 | 136.433 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|---------|-------------------|-----------|----------|----------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SANLAU2 | TH1 | -18243.41 | 24.075 | -9.035 | Tính theo phương X | 48.33 | 125.82 | Gần như nén đúng tâm | 136.43 |
| SANLAU2 | TH1 | -18191.2 | -0.838 | -12.417 | Tính theo phương Y | 48.33 | 125.46 | Gần như nén đúng tâm | 134.86 |
| SANLAU2 | TH1 | -18138.99 | -25.751 | -15.799 | Tính theo phương X | 48.33 | 125.10 | Gần như nén đúng tâm | 133.28 |

| | | | | | | | | | |
|---------|-----|-----------|---------|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|--------|
| SANLAU2 | TH2 | -15371.05 | 19.79 | 71.652 | Tính theo phương Y | 48.33 | 106.01 | Gần như nén đúng tâm | 49.82 |
| SANLAU2 | TH2 | -15318.84 | -0.38 | 39.491 | Tính theo phương Y | 48.33 | 105.65 | Gần như nén đúng tâm | 48.24 |
| SANLAU2 | TH2 | -15266.63 | -20.55 | 7.329 | Tính theo phương X | 48.33 | 105.29 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU2 | TH3 | -15357.32 | 20.831 | -87.331 | Tính theo phương Y | 48.33 | 105.91 | Gần như nén đúng tâm | 49.40 |
| SANLAU2 | TH3 | -15305.11 | -0.554 | -60.747 | Tính theo phương Y | 48.33 | 105.55 | Gần như nén đúng tâm | 47.83 |
| SANLAU2 | TH3 | -15252.9 | -21.94 | -34.162 | Tính theo phương Y | 48.33 | 105.19 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU2 | TH4 | -15325.28 | 70.409 | -8.629 | Tính theo phương X | 48.33 | 105.69 | Gần như nén đúng tâm | 48.44 |
| SANLAU2 | TH4 | -15273.06 | 33.134 | -10.723 | Tính theo phương X | 48.33 | 105.33 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU2 | TH4 | -15220.85 | -4.141 | -12.816 | Tính theo phương Y | 48.33 | 104.97 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU2 | TH5 | -15403.1 | -29.788 | -7.049 | Tính theo phương X | 48.33 | 106.23 | Gần như nén đúng tâm | 50.78 |
| SANLAU2 | TH5 | -15350.89 | -34.068 | -10.533 | Tính theo phương X | 48.33 | 105.87 | Gần như nén đúng tâm | 49.21 |
| SANLAU2 | TH5 | -15298.68 | -38.349 | -14.017 | Tính theo phương X | 48.33 | 105.51 | Gần như nén đúng tâm | 47.64 |
| SANLAU2 | TH6 | -17961.66 | 23.23 | 62.627 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.87 | Gần như nén đúng tâm | 127.94 |
| SANLAU2 | TH6 | -17909.45 | -0.723 | 32.869 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.51 | Gần như nén đúng tâm | 126.36 |

| | | | | | | | | | |
|---------|-----|-----------|---------|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|--------|
| | | | | | | | | tâm | |
| SANLAU2 | TH6 | -17857.24 | -24.675 | 3.111 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.15 | Gần như nén đúng tâm | 124.79 |
| SANLAU2 | TH7 | -17949.31 | 24.168 | -80.458 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.79 | Gần như nén đúng tâm | 127.56 |
| SANLAU2 | TH7 | -17897.1 | -0.879 | -57.345 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.43 | Gần như nén đúng tâm | 125.99 |
| SANLAU2 | TH7 | -17844.89 | -25.926 | -34.232 | Tính theo phương Y | 48.33 | 123.07 | Gần như nén đúng tâm | 124.42 |
| SANLAU2 | TH8 | -17920.47 | 68.787 | -9.626 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.59 | Gần như nén đúng tâm | 126.70 |
| SANLAU2 | TH8 | -17868.25 | 29.44 | -12.323 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.23 | Gần như nén đúng tâm | 125.12 |
| SANLAU2 | TH8 | -17816.04 | -9.907 | -15.02 | Tính theo phương Y | 48.33 | 122.87 | Gần như nén đúng tâm | 123.55 |
| SANLAU2 | TH9 | -17990.51 | -21.389 | -8.204 | Tính theo phương X | 48.33 | 124.07 | Gần như nén đúng tâm | 128.81 |
| SANLAU2 | TH9 | -17938.3 | -31.042 | -12.153 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.71 | Gần như nén đúng tâm | 127.23 |
| SANLAU2 | TH9 | -17886.09 | -40.695 | -16.101 | Tính theo phương X | 48.33 | 123.35 | Gần như nén đúng tâm | 125.66 |

| SỐ LIỆU | $C_x =$ | 100 | cm | $H_c =$ | 3.2 | <p>M_x quay quanh trục x M_y quay quanh trục y</p> | | | |
|---|-------------------|-----------|----------|----------|--------------------|--|--------------------|----------------------|---------|
| | $C_y =$ | 100 | cm | | | | | | |
| | Chọn $f =$ | 28 | mm | | | | | | |
| | Số cây trên cạnh | $C_x =$ | 5 | cy | | | | | |
| | Số cây trên cạnh | $C_y =$ | 5 | cy | | | | | |
| <div style="background-color: #4a86e8; color: white; padding: 5px; text-align: center; margin-bottom: 5px;">XOÁ</div> <div style="background-color: #4a86e8; color: white; padding: 5px; text-align: center;">TÍNH THÉP</div> | trí $S_x =$ | 225 | mm | | | | | | |
| | trí $S_y =$ | 225 | mm | | | | | | |
| | $\mu_{tt} =$ | 0.90% | | | | | | | |
| | $\mu_{chọn} =$ | 0.99% | | | | | | | |
| | KT | OK | | | | | | | |
| | | | | | | Tính theo phương X | | | |
| | | | | | | As(chọn) | As(max) | | |
| | | | | | | 98.56 | 89.7584 | | |
| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | — | kN | kNm | kNm | | | | | |
| | | | | | e | x | | A_{sx} | |
| | | | | | cm | cm | | cm ² | |
| SANLAU3 | TH1 | -16695.57 | 26.572 | -8.663 | Tính theo phương X | 48.33 | 115.14 | Gần như nén đúng tâm | 89.76 |
| SANLAU3 | TH1 | -16643.36 | -0.298 | -11.103 | Tính theo phương Y | 48.33 | 114.78 | Gần như nén đúng tâm | 88.18 |
| SANLAU3 | TH1 | -16591.15 | -27.168 | -13.543 | Tính theo phương X | 48.33 | 114.42 | Gần như nén đúng tâm | 86.61 |
| SANLAU3 | TH2 | -14078.6 | 21.042 | 56.286 | Tính theo phương Y | 48.33 | 97.09 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH2 | -14026.39 | -0.254 | 24.697 | Tính theo phương Y | 48.33 | 96.73 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH2 | -13974.18 | -21.551 | -6.891 | Tính theo phương X | 48.33 | 96.37 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |

| | | | | | | | | | |
|---------|-----|-----------|---------|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|-------|
| SANLAU3 | TH3 | -14065.16 | 22.341 | -71.644 | Tính theo phương Y | 48.33 | 97.00 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH3 | -14012.94 | -0.355 | -43.863 | Tính theo phương Y | 48.33 | 96.64 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH3 | -13960.73 | -23.051 | -16.082 | Tính theo phương X | 48.33 | 96.28 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH4 | -14034.84 | 63.832 | -8.676 | Tính theo phương X | 48.33 | 96.79 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH4 | -13982.63 | 25.41 | -9.728 | Tính theo phương X | 48.33 | 96.43 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH4 | -13930.42 | -13.012 | -10.781 | Tính theo phương X | 48.33 | 96.07 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH5 | -14108.92 | -20.449 | -6.682 | Tính theo phương X | 48.33 | 97.30 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH5 | -14056.7 | -26.02 | -9.437 | Tính theo phương X | 48.33 | 96.94 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH5 | -14004.49 | -31.59 | -12.192 | Tính theo phương X | 48.33 | 96.58 | Gần như nén đúng tâm | 47.50 |
| SANLAU3 | TH6 | -16439.25 | 25.499 | 49.004 | Tính theo phương Y | 48.33 | 113.37 | Gần như nén đúng tâm | 82.03 |
| SANLAU3 | TH6 | -16387.04 | -0.254 | 19.901 | Tính theo phương Y | 48.33 | 113.01 | Gần như nén đúng tâm | 80.45 |
| SANLAU3 | TH6 | -16334.83 | -26.007 | -9.201 | Tính theo phương X | 48.33 | 112.65 | Gần như nén đúng tâm | 78.88 |
| SANLAU3 | TH7 | -16427.15 | 26.668 | -66.133 | Tính theo phương Y | 48.33 | 113.29 | Gần như nén đúng tâm | 81.66 |
| SANLAU3 | TH7 | -16374.94 | -0.344 | -41.803 | Tính theo phương Y | 48.33 | 112.93 | Gần như nén đúng tâm | 80.09 |
| SANLAU3 | TH7 | -16322.73 | -27.357 | -17.473 | Tính theo phương X | 48.33 | 112.57 | Gần như nén đúng tâm | 78.52 |
| SANLAU3 | TH8 | -16399.86 | 64.011 | -9.462 | Tính theo phương X | 48.33 | 113.10 | Gần như nén đúng tâm | 80.84 |
| SANLAU3 | TH8 | -16347.65 | 22.845 | -11.082 | Tính theo phương X | 48.33 | 112.74 | Gần như nén đúng tâm | 79.27 |
| SANLAU3 | TH8 | -16295.44 | -18.322 | -12.702 | Tính theo phương X | 48.33 | 112.38 | Gần như nén đúng tâm | 77.69 |
| SANLAU3 | TH9 | -16466.53 | -11.843 | -7.667 | Tính theo phương X | 48.33 | 113.56 | Gần như nén đúng tâm | 82.85 |
| SANLAU3 | TH9 | -16414.32 | -23.442 | -10.82 | Tính theo phương X | 48.33 | 113.20 | Gần như nén đúng tâm | 81.28 |
| SANLAU3 | TH9 | -16362.11 | -35.042 | -13.973 | Tính theo phương X | 48.33 | 112.84 | Gần như nén đúng tâm | 79.70 |

Vì cột không thay đổi tiết diện nên từ sàn lầu 4 trở lên thép cột sẽ đặt theo cấu tạo với $\mu_{chọn} = 0.99\%$

SỐ LIỆU

Cx = **100** cm

Hc = **3.2** m

KẾT QUẢ

Cy = 100 cm

Chọn f = 28 mm

Số cây trên cạnh Cx = 5 cy

Số cây trên cạnh Cy = 5 cy

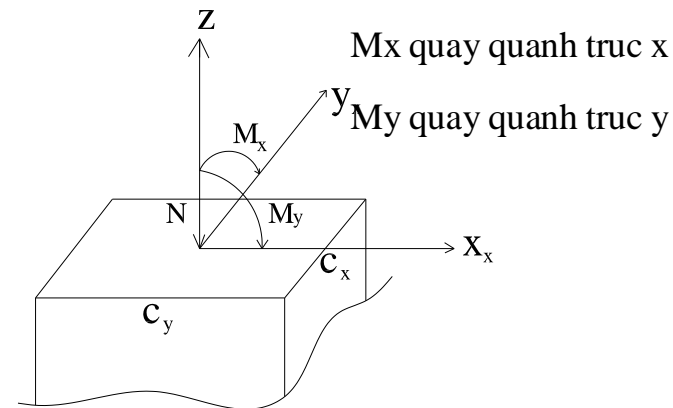
Bố trí Sx = 225 mm

Bố trí Sy = 225 mm

μtt = 0.90%

μchọn = 0.99%

KT OK



Tính theo phương X

| As(chọn) | As(max) |
|----------|---------------|
| 98.56 | 89.775 |

XOA

TÍNH THÉP

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|-----------|-------------------|----------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M _{2X} | M _{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN LAU13 | TH1 | -1385.8 | 39.521 | -7.651 | Tính theo phương X | 48.37 | 9.56 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH1 | -1333.59 | -13.377 | 5.401 | Tính theo phương X | 48.33 | 9.20 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH1 | -1281.38 | -66.274 | 18.452 | Tính theo phương X | 51.54 | 8.84 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH2 | -1288.72 | 32.526 | 6.65 | Tính theo phương X | 48.33 | 8.89 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH2 | -1236.51 | -12.302 | -10.736 | Tính theo phương X | 48.33 | 8.53 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH2 | -1184.3 | -57.13 | -28.122 | Tính theo phương X | 52.08 | 8.17 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH3 | -1286.52 | 34.01 | -17.974 | Tính theo phương X | 48.97 | 8.87 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH3 | -1234.31 | -12.806 | 19.777 | Tính theo phương Y | 48.33 | 8.51 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH3 | -1182.1 | -59.622 | 57.529 | Tính theo phương X | 54.67 | 8.15 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |

| | | | | | | | | | |
|-----------|-----|----------|---------|---------|--------------------|-------|------|----------------------|-------|
| SAN LAU13 | TH4 | -1283.58 | 45.375 | -7.572 | Tính theo phương X | 49.10 | 8.85 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH4 | -1231.37 | -21.663 | 5.147 | Tính theo phương X | 48.33 | 8.49 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH4 | -1179.15 | -88.702 | 17.866 | Tính theo phương X | 53.97 | 8.13 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH5 | -1291.67 | 21.161 | -3.753 | Tính theo phương X | 48.33 | 8.91 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH5 | -1239.46 | -3.445 | 3.894 | Tính theo phương Y | 48.33 | 8.55 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH5 | -1187.25 | -28.05 | 11.541 | Tính theo phương X | 48.33 | 8.19 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH6 | -1376.97 | 38.228 | 3.629 | Tính theo phương X | 48.33 | 9.50 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH6 | -1324.76 | -13.068 | -8.418 | Tính theo phương X | 48.33 | 9.14 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH6 | -1272.55 | -64.364 | -20.466 | Tính theo phương X | 51.58 | 8.78 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH7 | -1374.99 | 39.564 | -18.533 | Tính theo phương X | 49.15 | 9.48 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH7 | -1322.78 | -13.521 | 19.043 | Tính theo phương Y | 48.33 | 9.12 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH7 | -1270.57 | -66.606 | 56.62 | Tính theo phương X | 54.46 | 8.76 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH8 | -1372.34 | 49.792 | -9.17 | Tính theo phương X | 49.26 | 9.46 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH8 | -1320.13 | -21.493 | 5.877 | Tính theo phương X | 48.33 | 9.10 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH8 | -1267.92 | -92.778 | 20.924 | Tính theo phương X | 53.89 | 8.74 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH9 | -1379.62 | 27.999 | -5.734 | Tính theo phương X | 48.33 | 9.51 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH9 | -1327.41 | -5.096 | 4.749 | Tính theo phương X | 48.33 | 9.15 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |
| SAN LAU13 | TH9 | -1275.2 | -38.192 | 15.231 | Tính theo phương X | 49.13 | 8.79 | Gần như nén đúng tâm | 89.78 |

-Kết quả tính toán cột C30 (C31)**SỐ LIỆU**Cx = **90** cmHc = **3.6** m

KẾT QUẢ

Cy = **90** cm

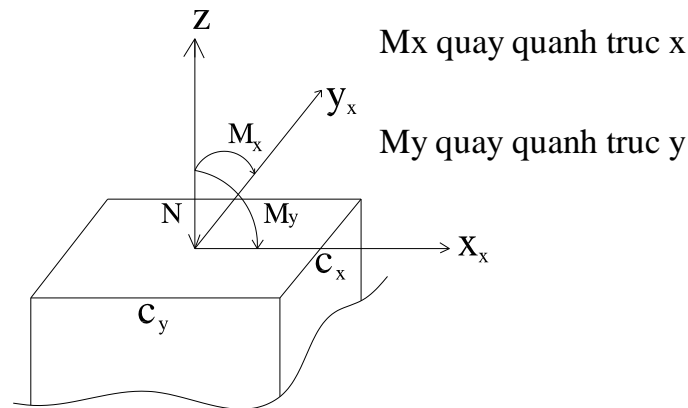
Chọn f = **28** mm

Số cây trên cạnh

Cx = **7** cy

Số cây trên cạnh

Cy = **7** cy



XOA

TÍNH THÉP

Bố trí Sx = **133** mm

Bố trí Sy = **133** mm

μtt = 1.51%

μchọn = 1.83%

KT OK

Tính theo phương Y

| As(chọn) | As(max) |
|----------|----------------|
| 147.84 | 122.402 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|---------|-------------------|---------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M _{2X} | M _{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN HAM | TH1 | - 15166.29 | -5.951 | -8.56 | Tính theo phương Y | 43.00 | 116.22 | Gần như nén đúng tâm | 122.40 |
| SAN HAM | TH1 | - 15155.37 | -62.036 | -83.108 | Tính theo phương Y | 43.00 | 116.13 | Gần như nén đúng tâm | 122.07 |
| SAN HAM | TH1 | - 15144.45 | 118.121 | -157.66 | Tính theo phương Y | 43.00 | 116.05 | Gần như nén đúng tâm | 121.74 |

| | | | | | | | | | |
|---------|-----|---------------|---------|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|--------|
| SAN HAM | TH2 | - 12091.95 | -3.66 | 10.234 | Tính theo phương Y | 43.00 | 92.66 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN HAM | TH2 | - 12081.03 | -39.408 | -54.541 | Tính theo phương Y | 43.00 | 92.57 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN HAM | TH2 | -12070.1 | -75.155 | -119.32 | Tính theo phương Y | 43.00 | 92.49 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN HAM | TH3 | - 12461.95 | -3.84 | -21.16 | Tính theo phương Y | 43.00 | 95.49 | Gần như nén đúng tâm | 40.82 |
| SAN HAM | TH3 | - 12451.02 | -39.725 | -51.376 | Tính theo phương Y | 43.00 | 95.41 | Gần như nén đúng tâm | 40.50 |
| SAN HAM | TH3 | -12440.1 | -75.61 | -81.592 | Tính theo phương Y | 43.00 | 95.33 | Gần như nén đúng tâm | 40.17 |
| SAN HAM | TH4 | - 12162.34 | 14.22 | -5.429 | Tính theo phương X | 43.00 | 93.20 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN HAM | TH4 | - 12151.42 | -36.081 | -52.991 | Tính theo phương Y | 43.00 | 93.11 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN HAM | TH4 | -12140.5 | -86.382 | -100.55 | Tính theo phương Y | 43.00 | 93.03 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN HAM | TH5 | - 12391.55 | -21.721 | -5.497 | Tính theo phương X | 43.00 | 94.95 | Gần như nén đúng tâm | 38.70 |
| SAN HAM | TH5 | - 12380.63 | -43.052 | -52.927 | Tính theo phương Y | 43.00 | 94.87 | Gần như nén đúng tâm | 38.37 |
| SAN HAM | TH5 | - 12369.71 | -64.383 | -100.36 | Tính theo phương Y | 43.00 | 94.79 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN HAM | TH6 | - 14710.86 | -5.65 | 5.877 | Tính theo phương Y | 43.00 | 112.73 | Gần như nén đúng tâm | 108.66 |
| SAN HAM | TH6 | - 14699.94 | -59.646 | -81.517 | Tính theo phương Y | 43.00 | 112.64 | Gần như nén đúng tâm | 108.33 |
| SAN | TH6 | - | - | -168.91 | Tính theo phương Y | 43.00 | 112.56 | Gần như nén đúng tâm | 108.00 |

| | | | | | | | | | |
|------------|-----|---------------|---------|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|--------|
| HAM | | 14689.01 | 113.642 | | | | | | |
| SAN HAM | TH7 | - 15043.86 | -5.811 | -22.378 | Tính theo phương Y | 43.00 | 115.28 | Gần như nén đúng tâm | 118.71 |
| SAN HAM | TH7 | - 15032.93 | -59.931 | -78.669 | Tính theo phương Y | 43.00 | 115.19 | Gần như nén đúng tâm | 118.38 |
| SAN HAM | TH7 | - 15022.01 | - | -134.96 | Tính theo phương Y | 43.00 | 115.11 | Gần như nén đúng tâm | 118.05 |
| SAN HAM | TH8 | - 14774.21 | 10.443 | -8.22 | Tính theo phương X | 43.00 | 113.21 | Gần như nén đúng tâm | 110.57 |
| SAN HAM | TH8 | - 14763.29 | -56.652 | -80.122 | Tính theo phương Y | 43.00 | 113.13 | Gần như nén đúng tâm | 110.25 |
| SAN HAM | TH8 | - 14752.37 | - | -152.02 | Tính theo phương Y | 43.00 | 113.04 | Gần như nén đúng tâm | 109.92 |
| SAN HAM | TH9 | -14980.5 | -21.904 | -8.281 | Tính theo phương X | 43.00 | 114.79 | Gần như nén đúng tâm | 116.80 |
| SAN HAM | TH9 | - 14969.58 | -62.926 | -80.064 | Tính theo phương Y | 43.00 | 114.71 | Gần như nén đúng tâm | 116.47 |
| SAN HAM | TH9 | - 14958.66 | - | -151.85 | Tính theo phương Y | 43.00 | 114.63 | Gần như nén đúng tâm | 116.14 |

SỐ LIỆU

$C_x = 90$ cm

$C_y = 90$ cm

Chọn $f = 28$ mm

Số cây trên cạnh $C_x = 7$ cy

Số cây trên cạnh $C_y = 7$ cy

$H_c = 4$ m

KẾT QUẢ

XOA Bố trí $S_x = 133$ mm

TÍNH THÉP Bố trí $S_y = 133$ mm

$\mu_{tt} = 1.06\%$

$\mu_{chọn} = 1.83\%$

KT OK

Tính theo phương Y

| | |
|----------|----------------|
| As(chọn) | As(max) |
| 147.84 | 85.7641 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | TÍNH theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|----------|-------------------|----------|----------|----------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN TRET | TH1 | - | 94.087 | 127.514 | Tính theo phương Y | 43.00 | 106.91 | Gần như nén đúng tâm | 85.76 |
| SAN | TH1 | -13912.4 | -3.866 | -7.466 | Tính theo phương | 43.00 | 106.61 | Gần như nén đúng tâm | 84.58 |

| | | | | | | | | | |
|-------------|-----|---------------|--------------|---------|-----------------------|-------|--------|-------------------------|-------|
| TRET | | | | | Y | | | tâm | |
| SAN TRET | TH1 | - 13873.08 | - 101.818 | -142.45 | Tính theo phương Y | 43.00 | 106.31 | Gần như nén đúng tâm | 83.39 |
| SAN TRET | TH2 | - 11295.24 | 62.914 | 67.223 | Tính theo phương Y | 43.00 | 86.55 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH2 | - 11255.93 | -4.423 | 26.063 | Tính theo phương Y | 43.00 | 86.25 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH2 | - 11216.61 | -71.76 | -15.097 | Tính theo phương X | 43.00 | 85.95 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH3 | - 11665.14 | 62.336 | 103.591 | Tính theo phương Y | 43.00 | 89.39 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH3 | - 11625.82 | -3.731 | -41.453 | Tính theo phương Y | 43.00 | 89.09 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH3 | -11586.5 | -69.799 | -186.5 | Tính theo phương Y | 43.00 | 88.79 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH4 | - 11366.08 | 51.658 | 85.969 | Tính theo phương Y | 43.00 | 87.10 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH4 | - 11326.76 | 20.727 | -8.006 | Tính theo phương X | 43.00 | 86.80 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH4 | - 11287.44 | -10.203 | -101.98 | Tính theo phương Y | 43.00 | 86.49 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH5 | -11594.3 | 73.592 | 84.845 | Tính theo phương Y | 43.00 | 88.85 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH5 | - 11554.99 | -28.882 | -7.384 | Tính theo phương X | 43.00 | 88.54 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH5 | - 11515.67 | - 131.356 | -99.612 | Tính theo phương X | 43.00 | 88.24 | Gần như nén đúng tâm | 38.25 |
| SAN TRET | TH6 | - 13538.11 | 91.201 | 106.937 | Tính theo phương Y | 43.00 | 103.74 | Gần như nén đúng tâm | 73.29 |

| | | | | | | | | | |
|----------|-----|---------------|--------------|---------|-----------------------|-------|--------|-------------------------|-------|
| SAN TRET | TH6 | - 13498.79 | -4.198 | 22.894 | Tính theo phương Y | 43.00 | 103.44 | Gần như nén đúng tâm | 72.10 |
| SAN TRET | TH6 | - 13459.47 | -99.597 | -61.15 | Tính theo phương X | 43.00 | 103.14 | Gần như nén đúng tâm | 70.92 |
| SAN TRET | TH7 | - 13871.02 | 90.681 | 139.669 | Tính theo phương Y | 43.00 | 106.29 | Gần như nén đúng tâm | 83.33 |
| SAN TRET | TH7 | -13831.7 | -3.575 | -37.871 | Tính theo phương Y | 43.00 | 105.99 | Gần như nén đúng tâm | 82.14 |
| SAN TRET | TH7 | - 13792.38 | -97.832 | -215.41 | Tính theo phương Y | 43.00 | 105.69 | Gần như nén đúng tâm | 80.96 |
| SAN TRET | TH8 | - 13601.86 | 81.07 | 123.809 | Tính theo phương Y | 43.00 | 104.23 | Gần như nén đúng tâm | 75.21 |
| SAN TRET | TH8 | - 13562.54 | 18.437 | -7.769 | Tính theo phương X | 43.00 | 103.93 | Gần như nén đúng tâm | 74.02 |
| SAN TRET | TH8 | - 13523.23 | -44.195 | -139.35 | Tính theo phương Y | 43.00 | 103.63 | Gần như nén đúng tâm | 72.84 |
| SAN TRET | TH9 | - 13807.26 | 100.812 | 122.797 | Tính theo phương Y | 43.00 | 105.80 | Gần như nén đúng tâm | 81.41 |
| SAN TRET | TH9 | - 13767.94 | -26.211 | -7.208 | Tính theo phương X | 43.00 | 105.50 | Gần như nén đúng tâm | 80.22 |
| SAN TRET | TH9 | - 13728.62 | - 153.233 | -137.21 | Tính theo phương X | 43.00 | 105.20 | Gần như nén đúng tâm | 79.03 |

Vì cột không thay đổi tiết diện nên từ sàn lầu 1 trở lên thép cột sẽ đặt theo cấu tạo với $\mu_{chọn} = 1.13\%$

SỐ LIỆUCx = **90** cmHc = **3.2** m

KẾT QUẢ

$C_y = 90$ cm

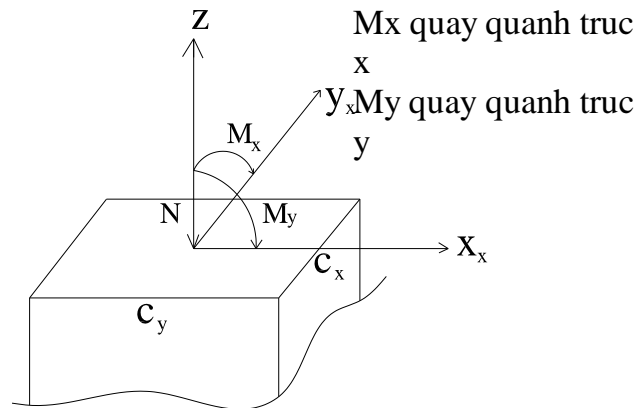
Chọn $f = 22$ mm

Số cây trên cạnh

$C_x = 7$ cy

Số cây trên cạnh

$C_y = 7$ cy



XOA

TÍNH THÉP

Bố trí $S_x = 133$ mm

Bố trí $S_y = 133$ mm

$\mu_{tt} = 0.90\%$

$\mu_{chọn} = 1.13\%$

KT OK

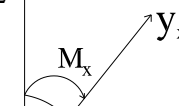
Tính theo phương Y

| As(chọn) | As(max) |
|----------|---------------|
| 91.2 | 72.675 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|-----------|-------------------|---------|----------|----------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN LAU13 | TH1 | -776.58 | 103.106 | 149.896 | Tính theo phương Y | 72.05 | 5.95 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH1 | -741.63 | -28.278 | -38.413 | Tính theo phương Y | 48.85 | 5.68 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |

| | | | | | | | | | |
|-----------|-----|---------|---------|---------|--------------------|--------|------|----------------------|-------|
| SAN LAU13 | TH1 | -706.68 | - | -226.72 | Tính theo phương Y | 93.86 | 5.42 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH2 | -722.34 | 90.288 | 157.434 | Tính theo phương Y | 73.84 | 5.54 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH2 | -687.39 | -29.806 | -52.458 | Tính theo phương Y | 51.82 | 5.27 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH2 | -652.44 | -149.9 | -262.35 | Tính theo phương Y | 102.42 | 5.00 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH3 | -742.45 | 86.014 | 98.218 | Tính theo phương Y | 64.37 | 5.69 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH3 | -707.5 | -28.507 | -24.966 | Tính theo phương X | 47.43 | 5.42 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH3 | -672.55 | - | -148.15 | Tính theo phương Y | 82.56 | 5.15 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH4 | -724.03 | 99.082 | 135.127 | Tính theo phương Y | 71.84 | 5.55 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH4 | -689.07 | -34.821 | -40.868 | Tính theo phương Y | 50.80 | 5.28 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH4 | -654.12 | - | -216.86 | Tính theo phương Y | 98.08 | 5.01 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH5 | -740.76 | 77.22 | 120.525 | Tính theo phương Y | 66.30 | 5.68 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH5 | -705.81 | -23.491 | -36.556 | Tính theo phương Y | 48.39 | 5.41 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH5 | -670.86 | - | -193.64 | Tính theo phương Y | 86.74 | 5.14 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH6 | -763.12 | 103.534 | 174.336 | Tính theo phương Y | 75.89 | 5.85 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN | TH6 | -728.17 | -28.951 | -50.815 | Tính theo phương | 50.81 | 5.58 | Gần như nén đúng | 72.68 |

| LAU13 | | | | | Y | | | tâm | |
|-----------|-----|---------|---------|---------|--------------------|--------|------|----------------------|-------|
| SAN LAU13 | TH6 | -693.21 | - | -275.97 | Tính theo phương Y | 102.28 | 5.31 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH7 | -781.21 | 99.687 | 121.042 | Tính theo phương Y | 67.74 | 5.99 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH7 | -746.26 | -27.781 | -26.072 | Tính theo phương X | 47.08 | 5.72 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH7 | -711.31 | - | -173.19 | Tính theo phương Y | 85.37 | 5.45 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH8 | -764.63 | 111.448 | 154.26 | Tính theo phương Y | 74.18 | 5.86 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH8 | -729.68 | -33.465 | -40.384 | Tính theo phương Y | 49.95 | 5.59 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH8 | -694.73 | - | -235.03 | Tính theo phương Y | 98.59 | 5.32 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH9 | -779.7 | 91.773 | 141.118 | Tính theo phương Y | 69.40 | 5.97 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH9 | -744.75 | -23.267 | -36.503 | Tính theo phương Y | 47.91 | 5.71 | Gần như nén đúng tâm | 72.68 |
| SAN LAU13 | TH9 | -709.8 | - | -214.12 | Tính theo phương Y | 88.95 | 5.44 | Nén lệch tâm lớn | 72.68 |

-Kết quả tính toán cột C52 (C57)**SỐ LIỆU**Cx = **70** cmHc = **3.6** m

KẾT QUẢ

$Cy = 70 \text{ cm}$

Chọn $f = 22 \text{ mm}$

Số cây trên cạnh $Cx = 9 \text{ cy}$

Số cây trên cạnh $Cy = 9 \text{ cy}$

Bố trí $Sx = 75 \text{ mm}$
Bố trí $Sy = 75 \text{ mm}$

$\mu_{tt} = 2.47\%$

$\mu_{chọn} = 2.48\%$

KT OK

Mx quay quanh trục x
My quay quanh trục y

XOÁ

TÍNH THÉP

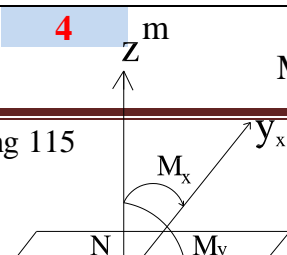
Tính theo phương X

| As(chọn) | As(max) |
|----------|----------------|
| 121.6 | 121.052 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|---------|-------------------|---------------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M _{2X} | M _{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN HAM | TH1 | - 10549.42 | 29.06 | 9.851 | Tính theo phương X | 32.33 | 103.94 | Gần như nén đúng tâm | 115.83 |
| SAN HAM | TH1 | - 10542.82 | - 118.497 | -40.851 | Tính theo phương X | 32.33 | 103.87 | Gần như nén đúng tâm | 115.64 |
| SAN | TH1 | - | - | -91.553 | Tính theo phương | 33.01 | 103.81 | Gần như nén đúng | 121.05 |

| | | | | | | | | | |
|------------|-----|----------|---------|---------|-----------------------|-------|--------|-------------------------|--------|
| HAM | | 10536.21 | 266.053 | | X | | | tâm | |
| SAN HAM | TH2 | -8406.03 | 18.973 | 14.233 | Tính theo phương X | 32.33 | 82.82 | Gần như nén đúng tâm | 51.11 |
| SAN HAM | TH2 | -8399.43 | -77.127 | -25.827 | Tính theo phương X | 32.33 | 82.75 | Gần như nén đúng tâm | 50.91 |
| SAN HAM | TH2 | -8392.82 | - | -65.888 | Tính theo phương X | 32.47 | 82.69 | Gần như nén đúng tâm | 51.58 |
| SAN HAM | TH3 | -8593.68 | 18.714 | -1.816 | Tính theo phương X | 32.33 | 84.67 | Gần như nén đúng tâm | 56.78 |
| SAN HAM | TH3 | -8587.07 | -76.373 | -25.698 | Tính theo phương X | 32.33 | 84.60 | Gần như nén đúng tâm | 56.58 |
| SAN HAM | TH3 | -8580.46 | - | -49.579 | Tính theo phương X | 32.33 | 84.54 | Gần như nén đúng tâm | 56.38 |
| SAN HAM | TH4 | -8545.99 | 27.372 | 6.235 | Tính theo phương X | 32.33 | 84.20 | Gần như nén đúng tâm | 55.34 |
| SAN HAM | TH4 | -8539.38 | -75.173 | -25.795 | Tính theo phương X | 32.33 | 84.13 | Gần như nén đúng tâm | 55.14 |
| SAN HAM | TH4 | -8532.77 | - | -57.826 | Tính theo phương X | 32.44 | 84.07 | Gần như nén đúng tâm | 55.66 |
| SAN HAM | TH5 | -8453.72 | 10.315 | 6.181 | Tính theo phương X | 32.33 | 83.29 | Gần như nén đúng tâm | 52.55 |
| SAN HAM | TH5 | -8447.12 | -78.327 | -25.73 | Tính theo phương X | 32.33 | 83.22 | Gần như nén đúng tâm | 52.35 |
| SAN HAM | TH5 | -8440.51 | - | -57.641 | Tính theo phương X | 32.33 | 83.16 | Gần như nén đúng tâm | 52.16 |
| SAN HAM | TH6 | - | 28.154 | 16.709 | Tính theo phương X | 32.33 | 101.08 | Gần như nén đúng tâm | 107.10 |
| SAN HAM | TH6 | - | - | -39.4 | Tính theo phương X | 32.33 | 101.02 | Gần như nén đúng tâm | 106.90 |

| | | | | | | | | | |
|---------|-----|----------|---|---------|--------------------|-------|--------|----------------------|--------|
| SAN HAM | TH6 | - | - | -95.51 | Tính theo phương X | 33.02 | 100.95 | Gần như nén đúng tâm | 112.24 |
| SAN HAM | TH7 | - | - | 2.265 | Tính theo phương X | 32.33 | 102.75 | Gần như nén đúng tâm | 112.20 |
| SAN HAM | TH7 | -10422.3 | - | -39.284 | Tính theo phương X | 32.33 | 102.68 | Gần như nén đúng tâm | 112.00 |
| SAN HAM | TH7 | - | - | -80.832 | Tính theo phương X | 32.89 | 102.62 | Gần như nén đúng tâm | 116.41 |
| SAN HAM | TH8 | - | - | 9.511 | Tính theo phương X | 32.33 | 102.32 | Gần như nén đúng tâm | 110.90 |
| SAN HAM | TH8 | - | - | -39.371 | Tính theo phương X | 32.33 | 102.26 | Gần như nén đúng tâm | 110.70 |
| SAN HAM | TH8 | - | - | -88.254 | Tính theo phương X | 32.99 | 102.19 | Gần như nén đúng tâm | 115.91 |
| SAN HAM | TH9 | - | - | 9.463 | Tính theo phương X | 32.33 | 101.51 | Gần như nén đúng tâm | 108.39 |
| SAN HAM | TH9 | - | - | -39.312 | Tính theo phương X | 32.33 | 101.44 | Gần như nén đúng tâm | 108.19 |
| SAN HAM | TH9 | - | - | -88.088 | Tính theo phương X | 32.92 | 101.38 | Gần như nén đúng tâm | 112.73 |

SỐ LIỆU $C_x = 70$ cm $C_y = 70$ $H_c = 4$ m M_x quay quanh trục x

KẾT QUẢ

Chọn $f = 22$ mm
 Số cây trên cạnh $C_x = 9$ cy
 Số cây trên cạnh $C_y = 9$ cy
 Bố trí $S_x = 70$ mm
 Bố trí $S_y = 100$ mm
 $\mu_{tt} = 2.03\%$
 $\mu_{chọn} = 2.48\%$
 KT OK

My quay quanh trục y

XOA
 TÍNH THÉP

Tính theo phương X

| | |
|----------|----------------|
| As(chọn) | As(max) |
| 121.6 | 99.4501 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁN H TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|----------|-------------------|----------|----------|----------|--------------------|---------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN TRET | TH1 | -9565.79 | 254.239 | 75.651 | Tính theo phương X | 33.13 | 94.24 | Gần như nén đúng tâm | 92.20 |
| SAN TRET | TH1 | -9542.01 | -44.53 | -8.675 | Tính theo phương X | 32.33 | 94.01 | Gần như nén đúng tâm | 85.42 |
| SAN TRET | TH1 | -9518.22 | 343.299 | -93.002 | Tính theo phương X | 34.21 | 93.78 | Gần như nén đúng tâm | 99.45 |
| SAN TRET | TH2 | -7770.58 | 173.308 | 43.015 | Tính theo phương X | 32.56 | 76.56 | Gần như nén đúng tâm | 33.27 |
| SAN | TH2 | -7746.79 | -33.551 | 4.484 | Tính theo phương | 32.33 | 76.32 | Gần như nén đúng tâm | 31.21 |

| | | | | | | | | | |
|-------------|-----|----------|---------|---------|-----------------------|-------|-------|-------------------------|-------|
| TRET | | | | | X | | | tâm | |
| SAN TRET | TH2 | -7723 | - | -34.047 | Tính theo phương X | 33.43 | 76.09 | Gần như nén đúng tâm | 37.28 |
| SAN TRET | TH3 | -7955.35 | 172.438 | 58.982 | Tính theo phương X | 32.57 | 78.38 | Gần như nén đúng tâm | 38.98 |
| SAN TRET | TH3 | -7931.57 | -33.695 | -19.462 | Tính theo phương X | 32.33 | 78.14 | Gần như nén đúng tâm | 36.79 |
| SAN TRET | TH3 | -7907.78 | - | -97.906 | Tính theo phương X | 33.68 | 77.91 | Gần như nén đúng tâm | 44.71 |
| SAN TRET | TH4 | -7909.69 | 168.152 | 50.758 | Tính theo phương X | 32.49 | 77.93 | Gần như nén đúng tâm | 37.06 |
| SAN TRET | TH4 | -7885.91 | -24.889 | -7.296 | Tính theo phương X | 32.33 | 77.69 | Gần như nén đúng tâm | 35.41 |
| SAN TRET | TH4 | -7862.12 | -217.93 | -65.349 | Tính theo phương X | 33.24 | 77.46 | Gần như nén đúng tâm | 40.36 |
| SAN TRET | TH5 | -7816.24 | 177.594 | 51.239 | Tính theo phương X | 32.64 | 77.01 | Gần như nén đúng tâm | 35.19 |
| SAN TRET | TH5 | -7792.45 | -42.357 | -7.683 | Tính theo phương X | 32.33 | 76.77 | Gần như nén đúng tâm | 32.59 |
| SAN TRET | TH5 | -7768.67 | - | -66.604 | Tính theo phương X | 33.88 | 76.54 | Gần như nén đúng tâm | 41.67 |
| SAN TRET | TH6 | -9312.36 | 246.494 | 66.001 | Tính theo phương X | 33.08 | 91.75 | Gần như nén đúng tâm | 84.00 |
| SAN TRET | TH6 | -9288.57 | -43.374 | 2.219 | Tính theo phương X | 32.33 | 91.51 | Gần như nén đúng tâm | 77.76 |
| SAN TRET | TH6 | -9264.79 | - | -61.563 | Tính theo phương X | 34.06 | 91.28 | Gần như nén đúng tâm | 90.20 |
| SAN TRET | TH7 | -9478.66 | 245.711 | 80.371 | Tính theo phương X | 33.08 | 93.39 | Gần như nén đúng tâm | 89.15 |

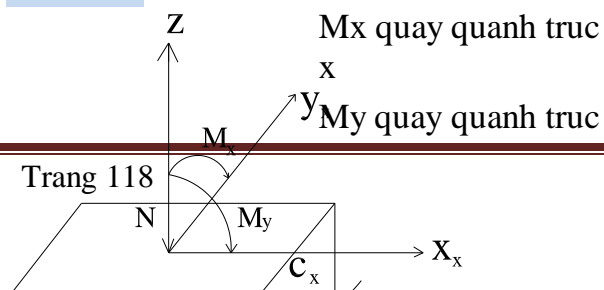
| | | | | | | | | | |
|----------|-----|----------|----------|---------|--------------------|-------|-------|----------------------|-------|
| SAN TRET | TH7 | -9454.87 | -43.504 | -19.333 | Tính theo phương X | 32.33 | 93.15 | Gần như nén đúng tâm | 82.78 |
| SAN TRET | TH7 | -9431.09 | -332.719 | -119.04 | Tính theo phương X | 34.24 | 92.92 | Gần như nén đúng tâm | 96.98 |
| SAN TRET | TH8 | -9437.56 | 241.854 | 72.97 | Tính theo phương X | 33.02 | 92.98 | Gần như nén đúng tâm | 87.40 |
| SAN TRET | TH8 | -9413.78 | -35.578 | -8.383 | Tính theo phương X | 32.33 | 92.75 | Gần như nén đúng tâm | 81.54 |
| SAN TRET | TH8 | -9389.99 | -313.01 | -89.735 | Tính theo phương X | 33.91 | 92.51 | Gần như nén đúng tâm | 92.92 |
| SAN TRET | TH9 | -9353.45 | 250.352 | 73.402 | Tính theo phương X | 33.14 | 92.15 | Gần như nén đúng tâm | 85.75 |
| SAN TRET | TH9 | -9329.67 | -51.3 | -8.731 | Tính theo phương X | 32.33 | 91.92 | Gần như nén đúng tâm | 79.00 |
| SAN TRET | TH9 | -9305.88 | -352.951 | -90.864 | Tính theo phương X | 34.40 | 91.68 | Gần như nén đúng tâm | 94.29 |

SỐ LIỆU

$C_x = 70 \text{ cm}$

$H_c = 3.2 \text{ m}$

$C_y = 70 \text{ cm}$

KẾT

QUẢ

y

Chọn f = **20** mm
 Số cây trên cạnh
 $C_x = 9$ cy
 Số cây trên cạnh
 $C_y = 9$ cy

XOA

Bố trí $S_x = 75$ mm
 Bố trí $S_y = 75$ mm

TÍNH THÉP

$\mu_{tt} = 1.66\%$
 $\mu_{chọn} = 2.05\%$
 KT OK

Tính theo phương
X

| As(chọn) | As(max) |
|----------|----------------|
| 100.48 | 81.1548 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|----------|-------------------|----------|----------|----------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN LAU1 | TH1 | -8805.74 | 369.056 | 92.243 | Tính theo phương X | 34.75 | 86.76 | Gần như nén đúng tâm | 81.15 |
| SAN LAU1 | TH1 | -8779.31 | 9.478 | -2.175 | Tính theo phương X | 32.33 | 86.50 | Gần như nén đúng tâm | 62.39 |
| SAN LAU1 | TH1 | -8752.89 | 350.101 | -96.593 | Tính theo phương X | 34.58 | 86.24 | Gần như nén đúng tâm | 78.05 |
| SAN | TH2 | - | 256.764 | 106.281 | Tính theo phương | 34.24 | 71.20 | Gần như nén đúng tâm | 26.96 |

| | | | | | | | | | |
|----------|-----|--------------|--------------|---------|-----------------------|-------|-------|-------------------------|-------|
| LAU1 | | 7227.29 | | | X | | | tâm | |
| SAN LAU1 | TH2 | - 7200.86 | 9.411 | 19.374 | Tính theo phương Y | 32.33 | 70.94 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU1 | TH2 | - 7174.43 | - 237.941 | -67.534 | Tính theo phương X | 33.78 | 70.68 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU1 | TH3 | - 7408.42 | 258.154 | 24.383 | Tính theo phương X | 33.71 | 72.99 | Gần như nén đúng tâm | 29.26 |
| SAN LAU1 | TH3 | -7382 | 9.34 | -22.038 | Tính theo phương Y | 32.33 | 72.73 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU1 | TH3 | - 7355.57 | - 239.473 | -68.458 | Tính theo phương X | 33.72 | 72.47 | Gần như nén đúng tâm | 27.68 |
| SAN LAU1 | TH4 | - 7363.84 | 283.628 | 65.81 | Tính theo phương X | 34.32 | 72.55 | Gần như nén đúng tâm | 31.77 |
| SAN LAU1 | TH4 | - 7337.41 | 22.858 | -1.125 | Tính theo phương X | 32.33 | 72.29 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU1 | TH4 | - 7310.98 | - 237.911 | -68.06 | Tính theo phương X | 33.72 | 72.03 | Gần như nén đúng tâm | 26.27 |
| SAN LAU1 | TH5 | - 7271.87 | 231.289 | 64.854 | Tính theo phương X | 33.63 | 71.64 | Gần như nén đúng tâm | 24.48 |
| SAN LAU1 | TH5 | - 7245.44 | -4.107 | -1.539 | Tính theo phương X | 32.33 | 71.38 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU1 | TH5 | - 7219.01 | 239.503 | -67.932 | Tính theo phương X | 33.79 | 71.12 | Gần như nén đúng tâm | 23.81 |
| SAN LAU1 | TH6 | - 8575.44 | 357.271 | 126.406 | Tính theo phương X | 34.90 | 84.49 | Gần như nén đúng tâm | 74.89 |
| SAN LAU1 | TH6 | - 8549.01 | 9.5 | 16.545 | Tính theo phương Y | 32.33 | 84.23 | Gần như nén đúng tâm | 55.43 |
| SAN LAU1 | TH6 | - 8522.59 | - 338.272 | -93.317 | Tính theo phương X | 34.54 | 83.97 | Gần như nén đúng tâm | 70.36 |

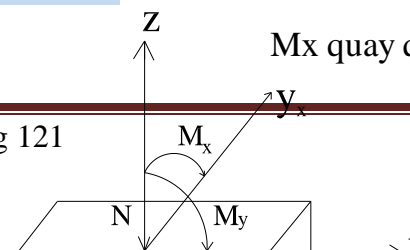
| | | | | | | | | | |
|----------|-----|--------------|---------|---------|--------------------|-------|-------|----------------------|-------|
| SAN LAU1 | TH7 | - 8738.47 | 358.522 | 52.698 | Tính theo phương X | 34.47 | 86.09 | Gần như nén đúng tâm | 76.79 |
| SAN LAU1 | TH7 | - 8712.04 | 9.435 | -20.726 | Tính theo phương Y | 32.33 | 85.83 | Gần như nén đúng tâm | 60.35 |
| SAN LAU1 | TH7 | - 8685.61 | - | -94.149 | Tính theo phương X | 34.47 | 85.57 | Gần như nén đúng tâm | 75.09 |
| SAN LAU1 | TH8 | - 8698.34 | 381.449 | 89.982 | Tính theo phương X | 34.94 | 85.70 | Gần như nén đúng tâm | 79.25 |
| SAN LAU1 | TH8 | - 8671.91 | 21.602 | -1.904 | Tính theo phương X | 32.33 | 85.44 | Gần như nén đúng tâm | 59.14 |
| SAN LAU1 | TH8 | - 8645.48 | - | -93.791 | Tính theo phương X | 34.48 | 85.18 | Gần như nén đúng tâm | 73.82 |
| SAN LAU1 | TH9 | - 8615.57 | 334.344 | 89.122 | Tính theo phương X | 34.42 | 84.88 | Gần như nén đúng tâm | 72.45 |
| SAN LAU1 | TH9 | - 8589.14 | -2.667 | -2.277 | Tính theo phương X | 32.33 | 84.62 | Gần như nén đúng tâm | 56.64 |
| SAN LAU1 | TH9 | - 8562.71 | - | -93.675 | Tính theo phương X | 34.53 | 84.36 | Gần như nén đúng tâm | 71.63 |

SỐ LIỆU

$C_x = 70 \text{ cm}$

$H_c = 3.2 \text{ m}$

$C_y = 70 \text{ cm}$

M_x quay quanh trục x

KẾT QUẢ

My quay quanh trục y

Chọn $f = 20$ mm
Số cây trên cạnh
 $C_x = 9$ cy
Số cây trên cạnh
 $C_y = 9$ cy

XOA

Bố trí $S_x = 75$ mm
Bố trí $S_y = 75$ mm
 $\mu_{tt} = 1.22\%$
 $\mu_{chọn} = 2.05\%$
KT OK

TÍNH THÉP

Tính theo phương X

| As(chọn) | As(max) |
|----------|----------------|
| 100.48 | 59.7464 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|----------|-------------------|----------|----------|-------------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M_{2X} | M_{3Y} | | | | | |
| | — | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN LAU2 | TH1 | -8045.64 | 362.703 | 103.29 1 | Tính theo phương X | 35.16 | 79.27 | Gần như nén đúng tâm | 59.75 |
| SAN LAU2 | TH1 | -8024.49 | 22.642 | 2.816 | Tính theo phương X | 32.33 | 79.06 | Gần như nén đúng tâm | 39.59 |
| SAN LAU2 | TH1 | -8003.35 | -317.42 | -97.659 | Tính theo phương X | 34.58 | 78.85 | Gần như nén đúng tâm | 54.02 |
| SAN LAU2 | TH2 | -6685.48 | 259.343 | 100.74 8 | Tính theo phương X | 34.58 | 65.87 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH2 | -6664.34 | 4.207 | 8.964 | Tính theo phương Y | 32.33 | 65.66 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN | TH2 | -6643.19 | -250.93 | -82.821 | Tính theo phương | 34.37 | 65.45 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |

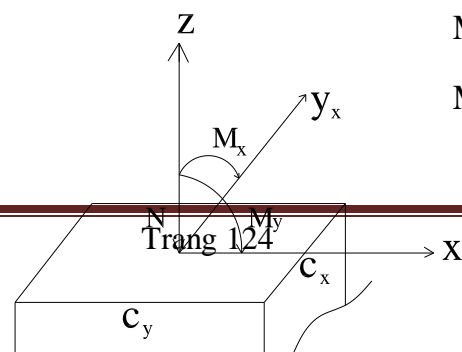
| | | | | | | | | | |
|----------|-----|----------|---------|-------------|--------------------|-------|-------|----------------------|-------|
| LAU2 | | | | | X | | | tâm | |
| SAN LAU2 | TH3 | -6857.92 | 260.475 | 50.373 | Tính theo phương X | 34.19 | 67.57 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH3 | -6836.78 | 3.975 | -11.248 | Tính theo phương Y | 32.33 | 67.36 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH3 | -6815.64 | - | -72.869 | Tính theo phương X | 34.23 | 67.15 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH4 | -6815.74 | 271.331 | 75.333 | Tính theo phương X | 34.53 | 67.15 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH4 | -6794.6 | 9.975 | -1.133 | Tính theo phương X | 32.33 | 66.94 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH4 | -6773.45 | - | -77.6 | Tính theo phương X | 34.27 | 66.73 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH5 | -6727.66 | 248.487 | 75.788 | Tính theo phương X | 34.24 | 66.28 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH5 | -6706.52 | -1.793 | -1.152 | Tính theo phương X | 32.33 | 66.07 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH5 | -6685.38 | - | -78.091 | Tính theo phương X | 34.33 | 65.87 | Gần như nén đúng tâm | 22.75 |
| SAN LAU2 | TH6 | -7840.65 | 351.914 | 123.18 7 | Tính theo phương X | 35.25 | 77.25 | Gần như nén đúng tâm | 53.76 |
| SAN LAU2 | TH6 | -7819.5 | 20.891 | 11.516 | Tính theo phương X | 32.33 | 77.04 | Gần như nén đúng tâm | 33.40 |
| SAN LAU2 | TH6 | -7798.36 | - | -100.16 | Tính theo phương X | 34.61 | 76.83 | Gần như nén đúng tâm | 47.69 |
| SAN LAU2 | TH7 | -7995.84 | 352.934 | 77.849 | Tính theo phương X | 34.94 | 78.78 | Gần như nén đúng tâm | 56.42 |
| SAN LAU2 | TH7 | -7974.7 | 20.683 | -6.675 | Tính theo phương X | 32.33 | 78.57 | Gần như nén đúng tâm | 38.09 |

| | | | | | | | | | |
|----------|-----|----------|---------|---------|--------------------|-------|-------|----------------------|-------|
| SAN LAU2 | TH7 | -7953.56 | - | -91.199 | Tính theo phương X | 34.50 | 78.36 | Gần như nén đúng tâm | 51.84 |
| SAN LAU2 | TH8 | -7957.88 | 362.704 | 100.314 | Tính theo phương X | 35.20 | 78.40 | Gần như nén đúng tâm | 57.19 |
| SAN LAU2 | TH8 | -7936.73 | 26.083 | 2.429 | Tính theo phương X | 32.33 | 78.19 | Gần như nén đúng tâm | 36.94 |
| SAN LAU2 | TH8 | -7915.59 | - | -95.456 | Tính theo phương X | 34.53 | 77.99 | Gần như nén đúng tâm | 50.83 |
| SAN LAU2 | TH9 | -7878.61 | 342.144 | 100.723 | Tính theo phương X | 34.99 | 77.62 | Gần như nén đúng tâm | 52.99 |
| SAN LAU2 | TH9 | -7857.47 | 15.491 | 2.412 | Tính theo phương X | 32.33 | 77.41 | Gần như nén đúng tâm | 34.55 |
| SAN LAU2 | TH9 | -7836.32 | - | -95.898 | Tính theo phương X | 34.58 | 77.21 | Gần như nén đúng tâm | 48.69 |

Vì cột không thay đổi tiết diện nên từ sàn lầu 3 trở lên đến sàn 12 thép cột sẽ đặt theo cấu tạo với $\mu_{\text{chọn}} = 1.03\%$

| | | | | | | | |
|----------------|---------|----|----|---------|-----|---|--|
| SỐ LIỆU | $C_x =$ | 70 | cm | $H_c =$ | 3.2 | m | M _x quay quanh trục x M _y quay quanh trục y |
| | $C_y =$ | 70 | cm | | | | |
| KẾT QUẢ | Chọn f | | | | | | |
| | = | 20 | mm | | | | |

Sinh viên: Đỗ Văn Mười- XD1701D



Số cây trên cạnh

Cx= 5 cy

Số cây trên cạnh

Cy= 5 cy

XOXA

TÍNH THÉP

Bố trí Sx = 150 mm

Bố trí Sy = 150 mm

 $\mu_{tt} = 0.90\%$ $\mu_{chọn} = 1.03\%$

KT OK

Tính theo phương X

As(chọn)

As(max)

50.24

44.135

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|-----------|-------------------|----------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------|--------------------|----------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M _{2X} | M _{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| | | | | | e | x | | A _{sx} | |
| | | | | | cm | cm | | cm ² | |
| SAN LAU12 | TH1 | -1169.61 | 285.149 | 114.87 | Tính theo phương X | 63.29 | 11.52 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH1 | -1148.47 | 18.383 | 7.035 | Tính theo phương X | 32.33 | 11.31 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH1 | -1127.32 | -248.382 | -100.8 | Tính theo phương X | 60.17 | 11.11 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH2 | -1018.9 | 231.735 | 109.412 | Tính theo phương X | 62.60 | 10.04 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH2 | -997.76 | 19.412 | 5.835 | Tính theo phương X | 32.49 | 9.83 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH2 | -976.62 | -192.911 | -97.743 | Tính theo phương X | 58.97 | 9.62 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |

| | | | | | | | | | |
|-----------|-----|--------------|--------------|---------|-----------------------|-------|-------|-------------------------|-------|
| SAN LAU12 | TH3 | - 1041.14 | 231.997 | 78.676 | Tính theo phương X | 59.23 | 10.26 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH3 | - 1019.99 | 19.38 | 7.69 | Tính theo phương X | 32.59 | 10.05 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH3 | -998.85 | - 193.236 | -63.296 | Tính theo phương X | 55.19 | 9.84 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH4 | - 1036.94 | 240.307 | 93.859 | Tính theo phương X | 61.48 | 10.22 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH4 | -1015.8 | 19.247 | 6.724 | Tính theo phương X | 32.50 | 10.01 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH4 | -994.65 | - 201.812 | -80.411 | Tính theo phương X | 57.74 | 9.80 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH5 | -1023.1 | 223.425 | 94.229 | Tính theo phương X | 60.29 | 10.08 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH5 | - 1001.96 | 19.545 | 6.8 | Tính theo phương X | 32.58 | 9.87 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH5 | -980.81 | - 184.335 | -80.628 | Tính theo phương X | 56.37 | 9.66 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH6 | - 1145.65 | 279.703 | 126.619 | Tính theo phương X | 64.45 | 11.29 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH6 | -1124.5 | 18.499 | 6.173 | Tính theo phương X | 32.33 | 11.08 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH6 | - 1103.36 | - 242.705 | -114.27 | Tính theo phương X | 61.43 | 10.87 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH7 | - 1165.66 | 279.938 | 98.956 | Tính theo phương X | 61.73 | 11.48 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH7 | - 1144.51 | 18.47 | 7.843 | Tính theo phương X | 32.33 | 11.28 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN | TH7 | - | - | -83.271 | Tính theo phương | 58.39 | 11.07 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |

| | | | | | | | | | |
|-----------|-----|---------|---------|---------|--------------------|-------|-------|----------------------|-------|
| LAU12 | | 1123.37 | 242.998 | | X | | | | |
| SAN LAU12 | TH8 | - | 287.417 | 112.621 | Tính theo phương X | 63.54 | 11.45 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH8 | - | 18.351 | 6.973 | Tính theo phương X | 32.33 | 11.24 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH8 | - | - | -98.674 | Tính theo phương X | 60.42 | 11.03 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH9 | - | 272.224 | 112.954 | Tính theo phương X | 62.61 | 11.32 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH9 | - | 18.618 | 7.042 | Tính theo phương X | 32.33 | 11.12 | Gần như nén đúng tâm | 44.14 |
| SAN LAU12 | TH9 | - | - | -98.869 | Tính theo phương X | 59.36 | 10.91 | Nén lệch tâm lớn | 44.14 |

Do cột trên cùng chịu gió lớn nên chịu moment lớn (tại nút trên cùng moment lớn hơn các nút ở giữa) nên bố trí thép như sau

| | | | | |
|----------------|-------------------------------|---------------|--|--|
| SỐ LIỆU | $C_x = 70$ cm | $H_c = 3.2$ m | | M_x quay quanh trục x M_y quay quanh trục y |
| | $C_y = 70$ cm | | | |
| KẾT QUẢ | Chọn $f = 22$ mm | | | |
| | Số cây trên cạnh $C_x = 5$ cy | | | |

Trang 127

Số cây trên cạnh

Cy= 5 cy

XOA

Bố trí Sx = 150 mm

Bố trí Sy = 150 mm

TÍNH THÉP

$\mu_{tt} = 1.33\%$

$\mu_{chọn} = 1.34\%$

KT OK

| As(chọn) | As(max) |
|----------|----------------|
| 60.8 | 65.4044 |

| TẦNG | NỘI LỰC TÍNH TOÁN | | | | Tính theo phương | CÁNH TAY ĐÒN | CHIỀU CAO VÙNG NÉN | TRƯỜNG HỢP TÍNH | KẾT QUẢ |
|-----------|-------------------|---------|-----------------|-----------------|--------------------|--------------|--------------------|------------------|---------|
| | TỔ HỢP | P | M _{2X} | M _{3Y} | | | | | |
| | - | kN | kNm | kNm | | | | | |
| SAN LAU13 | TH1 | -553.15 | 350.337 | 143.611 | Tính theo phương X | 118.15 | 5.45 | Nén lệch tâm lớn | 35.28 |
| SAN LAU13 | TH1 | -532.01 | -80.627 | -33.65 | Tính theo phương X | 51.21 | 5.24 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH1 | -510.87 | 511.592 | -210.91 | Tính theo phương X | 169.75 | 5.03 | Nén lệch tâm lớn | 62.55 |
| SAN LAU13 | TH2 | -509.91 | 300.711 | 140.787 | Tính theo phương X | 115.45 | 5.02 | Nén lệch tâm lớn | 30.83 |
| SAN LAU13 | TH2 | -488.77 | -85.208 | -38.768 | Tính theo phương X | 55.05 | 4.82 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH2 | -467.63 | 471.127 | -218.32 | Tính theo phương X | 175.68 | 4.61 | Nén lệch tâm lớn | 60.31 |
| SAN | TH3 | -520.7 | 300.714 | 101.88 | Tính theo phương | 106.52 | 5.13 | Nén lệch tâm lớn | 26.21 |

| | | | | | | | | | |
|-----------|-----|---------|---------|---------|--------------------|--------|------|------------------|-------|
| LAU13 | | | | | X | | | | |
| SAN LAU13 | TH3 | - | -85.019 | -24.978 | Tính theo phương X | 51.83 | 4.92 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH3 | 499.56 | 470.752 | -151.84 | Tính theo phương X | 158.96 | 4.71 | Nén lệch tâm lớn | 52.60 |
| SAN LAU13 | TH4 | - | - | - | Tính theo phương X | | | | |
| SAN LAU13 | TH4 | -518.7 | 311.192 | 121.082 | Tính theo phương X | 112.38 | 5.11 | Nén lệch tâm lớn | 29.57 |
| SAN LAU13 | TH4 | - | -88.847 | -31.798 | Tính theo phương X | 54.00 | 4.90 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH4 | 497.55 | 488.887 | -184.68 | Tính theo phương X | 169.93 | 4.69 | Nén lệch tâm lớn | 58.34 |
| SAN LAU13 | TH5 | - | - | - | Tính theo phương X | | | | |
| SAN LAU13 | TH5 | -511.92 | 290.232 | 121.585 | Tính theo phương X | 109.48 | 5.04 | Nén lệch tâm lớn | 27.46 |
| SAN LAU13 | TH5 | - | -81.38 | -31.948 | Tính theo phương X | 52.84 | 4.84 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH5 | 490.77 | 452.992 | -185.48 | Tính theo phương X | 164.48 | 4.63 | Nén lệch tâm lớn | 54.57 |
| SAN LAU13 | TH6 | - | - | - | Tính theo phương X | | | | |
| SAN LAU13 | TH6 | -544.52 | 345.374 | 158.892 | Tính theo phương X | 121.33 | 5.36 | Nén lệch tâm lớn | 36.68 |
| SAN LAU13 | TH6 | - | -81.161 | -39.678 | Tính theo phương X | 52.77 | 5.16 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH6 | 523.37 | 507.695 | -238.25 | Tính theo phương X | 176.61 | 4.95 | Nén lệch tâm lớn | 65.40 |
| SAN LAU13 | TH7 | - | - | - | Tính theo phương X | | | | |
| SAN LAU13 | TH7 | -554.22 | 345.376 | 123.875 | Tính theo phương X | 113.70 | 5.46 | Nén lệch tâm lớn | 32.54 |
| SAN LAU13 | TH7 | - | -80.991 | -27.267 | Tính theo phương X | 50.10 | 5.25 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH7 | 533.08 | 507.358 | -178.41 | Tính theo phương X | 162.56 | 5.04 | Nén lệch tâm lớn | 58.49 |

| | | | | | | | | | |
|-----------|-----|-------------|--------------|---------|-----------------------|--------|------|------------------|-------|
| SAN LAU13 | TH8 | - 552.42 | 354.807 | 141.157 | Tính theo phương X | 118.66 | 5.44 | Nén lệch tâm lớn | 35.56 |
| SAN LAU13 | TH8 | - 531.28 | -84.436 | -33.405 | Tính theo phương X | 51.92 | 5.23 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH8 | - 510.14 | - 523.679 | -207.97 | Tính theo phương X | 171.77 | 5.03 | Nén lệch tâm lớn | 63.64 |
| SAN LAU13 | TH9 | - 546.32 | 335.943 | 141.609 | Tính theo phương X | 116.28 | 5.38 | Nén lệch tâm lớn | 33.66 |
| SAN LAU13 | TH9 | - 525.18 | -77.716 | -33.54 | Tính theo phương X | 50.92 | 5.17 | Nén lệch tâm lớn | 22.75 |
| SAN LAU13 | TH9 | - 504.03 | - 491.374 | -208.69 | Tính theo phương X | 167.23 | 4.97 | Nén lệch tâm lớn | 60.25 |

Vì cột không thay đổi tiết diện nên từ sàn lầu 2 đến sàn lầu 12 đặt thép cột cầu tạo với $\mu_{\text{chọn}} = 1.03\%$

Do cột trên cùng chịu gió lớn nên chịu moment lớn (tại nút trên cùng moment lớn hơn các nút ở giữa) nên bố trí thép như sau

Bảng tóm tắt thép cột

| CỘT KHUNG TRỤC 5 | | | | | | |
|-------------------------|-------------------|-------------------|---|---------------------------------|--|-----------------------------|
| Phần tử | h (cm) | b (cm) | A_{S(tính)} (cm²) | μ_{tính} (%) | A_S^{chon} (cm²) | μ_{chọn} (%) |
| SAN LAU 13-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU12-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU11-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU10-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU9-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU8-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU7-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU6-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU5-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU4-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SANLAU3-C29 | 100 | 100 | 89.76 | 0.90 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU2-C29 | 100 | 100 | 136.43 | 1.36 | 197.12 | 1.97 |
| SAN LAU1-C29 | 100 | 100 | 183.20 | 1.83 | 197.12 | 1.97 |
| SAN TRET-C29 | 100 | 100 | 238.80 | 2.39 | 257.28 | 2.57 |
| SAN HAM-C29 | 100 | 100 | 294.25 | 2.54 | 257.28 | 2.57 |
| SAN LAU 13-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU12-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU11-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU10-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU9-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU8-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU7-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU6-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU5-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU4-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SANLAU3-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |

| | | | | | | |
|-------------------------|-------------------|-------------------|---|---------------------------------|--|-----------------------------|
| SAN LAU2-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU1-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN TRET-C30 | 90 | 90 | 85.76 | 1.06 | 147.84 | 1.83 |
| SAN HAM-C30 | 90 | 90 | 122.40 | 1.51 | 147.84 | 1.83 |
| SAN LAU 13-C52 | 70 | 70 | 65.40 | 1.33 | 60.80 | 1.34 |
| SAN LAU12-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU11-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU10-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU9-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU8-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU7-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU6-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU5-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU4-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SANLAU3-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU2-C52 | 70 | 70 | 59.75 | 1.22 | 100.48 | 2.05 |
| SAN LAU1-C52 | 70 | 70 | 81.15 | 1.66 | 100.48 | 2.05 |
| SAN TRET-C52 | 70 | 70 | 99.45 | 2.03 | 121.60 | 2.48 |
| SAN HAM-C52 | 70 | 70 | 121.05 | 2.47 | 121.60 | 2.48 |
| CỘT KHUNG TRỤC 5 | | | | | | |
| Phần tử | h (cm) | b (cm) | A_{S(tính)} (cm²) | μ_{tính} (%) | A^{chon}_S (cm²) | μ_{chon} (%) |
| SAN LAU 13-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU12-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU11-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU10-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU9-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU8-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU7-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU6-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU5-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU4-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SANLAU3-C29 | 100 | 100 | 89.76 | 0.90 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU2-C29 | 100 | 100 | 136.43 | 1.36 | 197.12 | 1.97 |

| | | | | | | |
|-------------------------|-----|-----|--------|------|--------|------|
| SAN LAU1-C29 | 100 | 100 | 183.20 | 1.83 | 197.12 | 1.97 |
| SAN TRET-C29 | 100 | 100 | 238.80 | 2.39 | 257.28 | 2.57 |
| SAN HAM-C29 | 100 | 100 | 294.25 | 2.54 | 257.28 | 2.57 |
| SAN LAU 13-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU12-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU11-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU10-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU9-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU8-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU7-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU6-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU5-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU4-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SANLAU3-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU2-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU1-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN TRET-C30 | 90 | 90 | 85.76 | 1.06 | 147.84 | 1.83 |
| SAN HAM-C30 | 90 | 90 | 122.40 | 1.51 | 147.84 | 1.83 |
| SAN LAU 13-C52 | 70 | 70 | 65.40 | 1.33 | 60.80 | 1.34 |
| SAN LAU12-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU11-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU10-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU9-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU8-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU7-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU6-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU5-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU4-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SANLAU3-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU2-C52 | 70 | 70 | 59.75 | 1.22 | 100.48 | 2.05 |
| SAN LAU1-C52 | 70 | 70 | 81.15 | 1.66 | 100.48 | 2.05 |
| SAN TRET-C52 | 70 | 70 | 99.45 | 2.03 | 121.60 | 2.48 |
| SAN HAM-C52 | 70 | 70 | 121.05 | 2.47 | 121.60 | 2.48 |
| CỘT KHUNG TRỤC 5 | | | | | | |

| Phần tử | h (cm) | b (cm) | $A_S(\text{tính})$ (cm^2) | $\mu_{\text{tính}}$ (%) | $A_S^{\text{chọn}}$ (cm^2) | $\mu_{\text{chọn}}$ (%) |
|----------------|-----------|-----------|---|----------------------------|--|-------------------------|
| SAN LAU 13-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU12-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU11-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU10-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU9-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU8-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU7-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU6-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU5-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU4-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SANLAU3-C29 | 100 | 100 | 89.76 | 0.90 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU2-C29 | 100 | 100 | 136.43 | 1.36 | 197.12 | 1.97 |
| SAN LAU1-C29 | 100 | 100 | 183.20 | 1.83 | 197.12 | 1.97 |
| SAN TRET-C29 | 100 | 100 | 238.80 | 2.39 | 257.28 | 2.57 |
| SAN HAM-C29 | 100 | 100 | 294.25 | 2.54 | 257.28 | 2.57 |
| SAN LAU 13-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU12-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU11-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU10-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU9-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU8-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU7-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU6-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU5-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU4-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SANLAU3-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU2-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU1-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN TRET-C30 | 90 | 90 | 85.76 | 1.06 | 147.84 | 1.83 |
| SAN HAM-C30 | 90 | 90 | 122.40 | 1.51 | 147.84 | 1.83 |
| SAN LAU 13-C52 | 70 | 70 | 65.40 | 1.33 | 60.80 | 1.34 |

| SAN LAU12-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
|-------------------------|--------|--------|----------------------|------------------|-----------------------|-------------------|
| SAN LAU11-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU10-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU9-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU8-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU7-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU6-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU5-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU4-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SANLAU3-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU2-C52 | 70 | 70 | 59.75 | 1.22 | 100.48 | 2.05 |
| SAN LAU1-C52 | 70 | 70 | 81.15 | 1.66 | 100.48 | 2.05 |
| SAN TRET-C52 | 70 | 70 | 99.45 | 2.03 | 121.60 | 2.48 |
| SAN HAM-C52 | 70 | 70 | 121.05 | 2.47 | 121.60 | 2.48 |
| CỘT KHUNG TRỤC 5 | | | | | | |
| Phần tử | h (cm) | b (cm) | $A_{S(tính)} (cm^2)$ | $\mu_{tính} (%)$ | $A_{S}^{chon} (cm^2)$ | $\mu_{choin} (%)$ |
| SAN LAU 13-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU12-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU11-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU10-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU9-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU8-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU7-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU6-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU5-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU4-C29 | 100 | 100 | 80.00 | 0.80 | 98.56 | 0.99 |
| SANLAU3-C29 | 100 | 100 | 89.76 | 0.90 | 98.56 | 0.99 |
| SAN LAU2-C29 | 100 | 100 | 136.43 | 1.36 | 197.12 | 1.97 |
| SAN LAU1-C29 | 100 | 100 | 183.20 | 1.83 | 197.12 | 1.97 |
| SAN TRET-C29 | 100 | 100 | 238.80 | 2.39 | 257.28 | 2.57 |
| SAN HAM-C29 | 100 | 100 | 294.25 | 2.54 | 257.28 | 2.57 |
| SAN LAU 13-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU12- | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |

| | | | | | | |
|----------------|----|----|--------|------|--------|------|
| C30 | | | | | | |
| SAN LAU11-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU10-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU9-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU8-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU7-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU6-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU5-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU4-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SANLAU3-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU2-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN LAU1-C30 | 90 | 90 | 64.80 | 0.80 | 91.20 | 1.13 |
| SAN TRET-C30 | 90 | 90 | 85.76 | 1.06 | 147.84 | 1.83 |
| SAN HAM-C30 | 90 | 90 | 122.40 | 1.51 | 147.84 | 1.83 |
| SAN LAU 13-C52 | 70 | 70 | 65.40 | 1.33 | 60.80 | 1.34 |
| SAN LAU12-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU11-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU10-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU9-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU8-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU7-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU6-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU5-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU4-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SANLAU3-C52 | 70 | 70 | 39.20 | 0.80 | 50.24 | 1.03 |
| SAN LAU2-C52 | 70 | 70 | 59.75 | 1.22 | 100.48 | 2.05 |
| SAN LAU1-C52 | 70 | 70 | 81.15 | 1.66 | 100.48 | 2.05 |
| SAN TRET-C52 | 70 | 70 | 99.45 | 2.03 | 121.60 | 2.48 |
| SAN HAM-C52 | 70 | 70 | 121.05 | 2.47 | 121.60 | 2.48 |

7.1.2 Xây dựng biểu đồ tương tác của cột

Sử dụng các giả thiết:

- Tiết diện cột phẳng trước khi chịu lực thì vẫn phẳng sau khi chịu lực.
- Giả thiết quan hệ ứng suất biến dạng trong cốt thép.
- Giả thiết biểu đồ ứng suất bê tông vùng nén quy đổi

- Giả thiết đường giới hạn bê tông vùng nén có phương vuông góc với momen ngoại lực.

Nguyên tắc chung:

Dựa vào vị trí trục trung hòa, hình dạng bê tông vùng nén được thể hiện qua chiều cao vùng nén x , ta xác định được trạng thái ứng suất của bê tông và cốt thép trong cột. các ứng suất này tổng hợp lại thành 1 lực dọc và 2 momen M_x, M_y tại tâm hình học của cột \rightarrow ta được 1 điểm của biểu đồ tương tác trong mặt phẳng tọa độ Oxyz.

a. cơ sở tính toán

Theo mục 6.2.2E của TCXD 356-2005 việc tính toán tiết diện trong trường hợp tổng quát cần được tiến hành theo điều kiện:

$$M \leq \pm (R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si}) \quad (7.13)$$

Trong đó dấu “cộng” trước ngoặc đơn lấy với trường hợp kết cấu chịu nén lệch tâm và uốn, dấu “ trừ” được lấy đối với trường hợp kết cấu chịu kéo.

I-I- là mặt phẳng song song với mặt phẳng tác dụng của mô men uốn, hoặc mặt phẳng đi qua điểm đặt của lực dọc và hợp của các nội lực kéo, nén ; A- là điểm đặt hợp lực trong cốt thép chịu nén và trong bê tông vùng chịu nén ; B- là điểm đặt của hợp lực trong cốt thép chịu kéo; C- là điểm đặt ngoại lực.

Trong công thức trên:

- M – trong cấu kiện chịu uốn: là hình chiếu của mô men do ngoại lực lên mặt phẳng vuông góc với đường thẳng giới hạn vùng chịu nén của tiết diện;
- trong cấu kiện chịu nén và kéo lệch tâm: là mô men do lực dọc N đối với trục song song với đường thẳng giới hạn vùng chịu nén và đi qua:
 - + trọng tâm tiết diện các thanh cốt thép dọc chịu kéo nhiều nhất hoặc chịu nén ít nhất khi cấu kiện chịu nén lệch tâm;
 - + điểm thuộc vùng chịu nén, nằm cách xa đường thẳng giới hạn vùng chịu nén hơn cả khi cấu kiện chịu kéo lệch tâm;
- S_b – mô men tĩnh của diện tích tiết diện vùng bê tông chịu nén đối với các trục tương ứng trong các trục nêu trên. Khi đó trong các cấu kiện chịu uốn vị trí của trục được lấy như trong trường hợp cấu kiện chịu nén lệch tâm;

S_{si} – mô men tĩnh của diện tích thanh cốt thép dọc thứ i đối với trục tương ứng trong các trục nói trên;

σ_{si} – ứng suất trong thanh cốt thép dọc thứ i ;

A_{si} – diện tích tiết diện thanh cốt thép dọc thứ i ;

Chiều cao vùng chịu nén x và ứng suất trong thanh cốt thép thứ i được xác định từ việc giải đồng thời các phương trình:

$$N = R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} \quad (7.14)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) \quad (7.15)$$

Trong đó:

ξ_i – chiều cao tương đối vùng chịu nén của bê tông, $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$, trong đó

h_{0i} là khoảng cách từ trục đi qua trọng tâm tiết diện thanh cốt thép i và song song với đường thẳng giới hạn vùng chịu nén đến điểm xa nhất của vùng chịu nén;

ω – đặc trưng vùng chịu nén của bê tông, xác định theo công thức:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b \quad (7.16)$$

α được lấy như sau 0,85 với bê tông nặng không chung áp.

R_b – tính bằng MPa;

Chỉ số i là số thứ tự của thanh cốt thép đang xét.

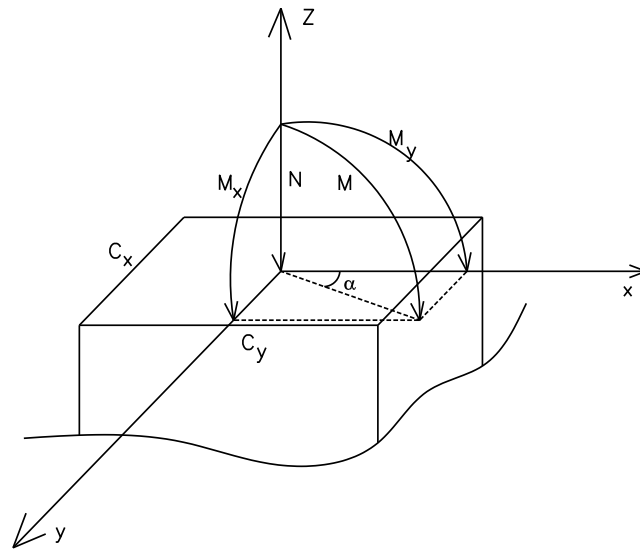
Ứng suất σ_{si} kèm theo dấu được tính toán cần tuân theo các điều kiện sau:

Trong mọi trường hợp $R_{si} \geq \sigma_{si} \geq R_{sci}$;

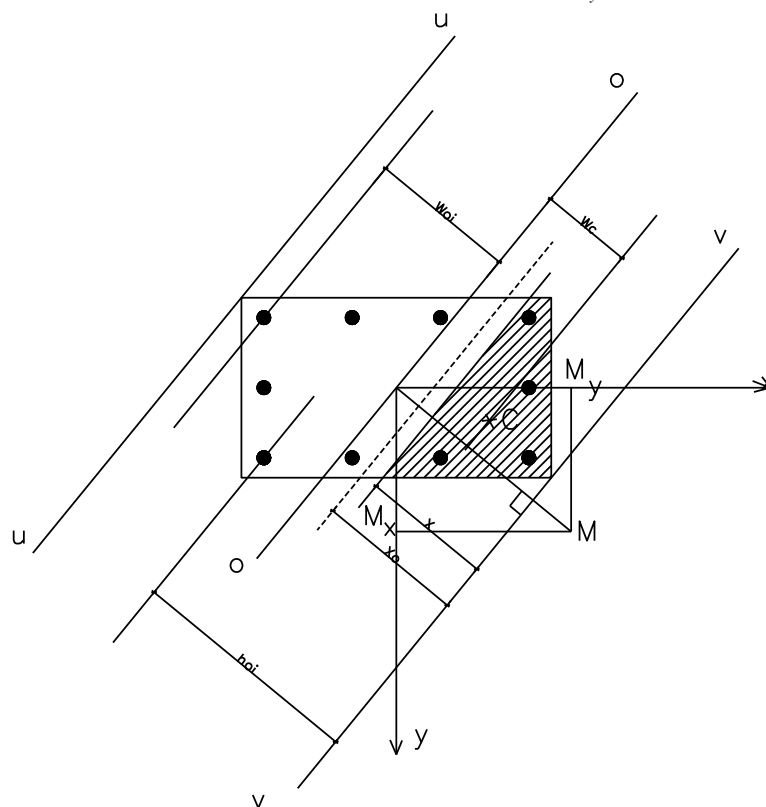
Ngoài ra, để xác định vị trí biên vùng chịu nén khi uốn xiên phải tuân theo điều kiện bổ sung về sự song song của mặt phẳng tác dụng của mô men do nội và ngoại lực, còn khi nén hoặc kéo lệch tâm xiên phải tuân thủ thêm điều kiện: các điểm đặt của ngoại lực tác dụng dọc trục, của hợp lực nén trong bê tông và cốt thép chịu nén, và của hợp lực trong cốt thép chịu kéo (hoặc ngoại lực tác dụng dọc trục, hợp lực nén trong bê tông và hợp lực trong toàn bộ cốt thép) phải nằm trên một đường thẳng. Để đơn giản tính toán, sinh viên giả thiết đường thẳng giới

hạn vùng bê tông chịu nén vuông góc với mô men tác dụng như với vật liệu đồng chất, đẳng hướng.

b. các bước xây dựng biểu đồ tương tác



Đặt hệ trục tọa độ Oxyz tại tâm cột như hình vẽ. C_x là cạnh vuông góc với trục x, C_y là cạnh vuông góc với trục y. $M_x = M \sin \alpha; M_y = M \cos \alpha$



Với bài toán cột thép đối xứng theo 2 phương ta chỉ cần khảo sát ở phạm vi góc một phần tư, với một đỉnh tiết diện chịu nén lớn nhất. Ứng với mỗi vị trí của vv cho x biến thiên từ $0 \rightarrow 1$ giá trị đủ lớn để toàn bộ tiết diện chịu nén, ứng với mỗi giá trị biến thiên của chiều cao vùng nén x ta xác định được cặp nội lực (M,N) tại tâm tiết diện. tập hợp tất cả các giá trị (M,N) có được khi cho x biến thiên ta được 1 đường tương tác. Cho trục vv biến thiên từ $90^\circ \rightarrow 180^\circ$ ta được mặt

tương tác ở góc phần tư ứng với đỉnh tiết diện chịu nén lớn nhất. lấy đối xứng qua trục x sau đó đối xứng tất cả qua trục y ta được toàn bộ biểu đồ tương tác trong không gian của cột lệch tâm xiên. Các bước tiến hành cụ thể như sau:

- Bước 1: Giả thiết hệ số góc (a) của trục vv, xác định phương trình đường thẳng vv :

$$y = ax + 0,5(C_x + aC_y) \quad , \quad \text{phương trình đường thẳng } oo : y = ax.$$

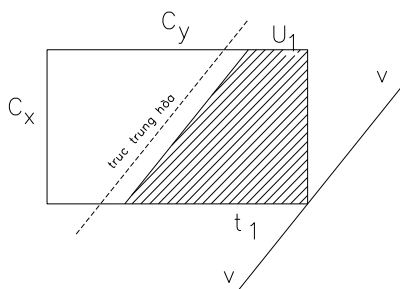
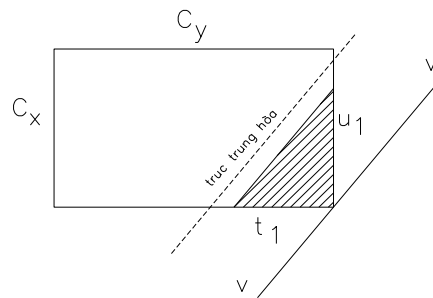
- Bước 2: Xác định tọa độ các thanh cốt thép $A_i(x_i, y_i)$.

- Bước 3: xác định hình dạng diện tích trọng tâm bê tông vùng nén $Ab, C(x_c, y_c)$ thông qua chiều cao vùng nén x và 2 biến số t_1, t_2, u_1, u_2 trong đó t là kích thước trên cạnh C_y , u là kích thước trên cạnh C_x . Hình dạng bê tông vùng nén có 5 trường hợp như sau:

$$A_b = \frac{(t_1 + t_2) \cdot C_x}{2}$$

$$Y_c = \frac{(t_1 - t_2) C_x}{6 t_1 + 6 t_2}$$

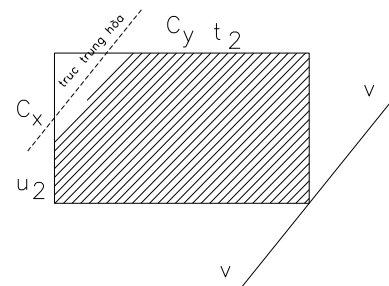
$$X_c = 0.5 C_y - \frac{t_1^2 + t_2^2 + t_1 t_2}{3 t_1 + 3 t_2}$$



$$Ab = 0.5 t_1 u_1$$

$$X_c = 0.5 C_y - \frac{1}{3} t_1$$

$$Y_c = 0.5 C_x - \frac{1}{3} u_1$$

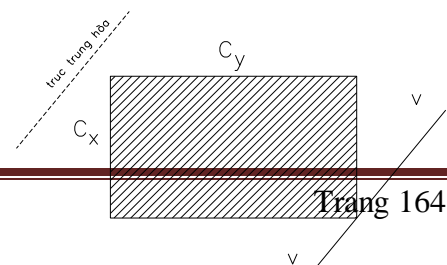


$$X_c = \left(C_x t_2 (0.5 C_y - 0.5 t_2) - 0.5 u_2 (C_y - t_2) t_2 - 0.5 (C_y - t_2) (C_x - u_2) \left(\frac{2}{3} t_2 - \frac{1}{6} C_y \right) \right) / (C_x t_2 + u_2 (C_y - t_2) + 0.5 (C_y - t_2) (C_x - u_2))$$

$$Y_c = \left(0.5 u_2 (C_y - t_2) (C_x - u_2) - 0.5 (C_y - t_2) (C_x - u_2) \left(\frac{2}{3} u_2 - \frac{1}{6} C_x \right) \right) / (C_x t_2 + u_2 (C_y - t_2) + 0.5 (C_y - t_2) (C_x - u_2))$$

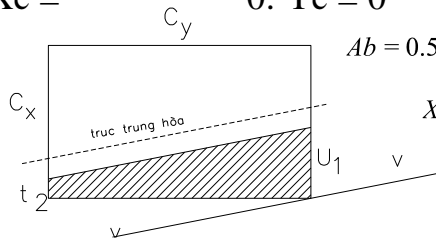
$$Ab = C_x t_2 + u_2 (C_y - t_2) + 0.5 (C_y - t_2) (C_x - u_2)$$

$$Ab = C_x C_y$$



$X_c =$

0: $Y_c = 0$



$$Ab = 0.5 (u1 + u2) Cy$$

$$X_c = \frac{(u1 - u2) Cy}{6 u1 + 6 u2}$$

$$Y_c = 0.5 Cx - \frac{u1^2 + u2^2 + u1 u2}{3 u1 + 3 u2}$$

- Bước 4: xác định h_{oi} khoảng cách của thanh thép thứ i tới trục vv , w_{oi} khoảng cách của thanh thép thứ i tới trục oo (trục đi qua tâm o và // vv), w_b khoảng cách từ trọng tâm bê tông vùng nén tới trục oo .

$$h_{oi} = \frac{|y_i - ax_i - 0,5(C_x + aC_y)|}{\sqrt{a^2 + 1}}$$

$$w_{oi} = \frac{|y_i - ax_i|}{\sqrt{a^2 + 1}} ; w_b = \frac{|y_b - ax_b|}{\sqrt{a^2 + 1}}$$

$$A_{si} = \pi \frac{d^2}{4} ; S_{si} = w_{oi} A_{si} ; S_b = w_b A_b$$

- Bước 5: Xác định ứng suất trên từng thanh cốt thép:

Theo TCXD 356:2005 ở trạng thái cực hạn, ứng suất trong thanh cốt thép có vị trí ξ_i được xác định:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) \tag{7.17}$$

Với :

$$\xi_i = \frac{x}{h_{oi}}$$

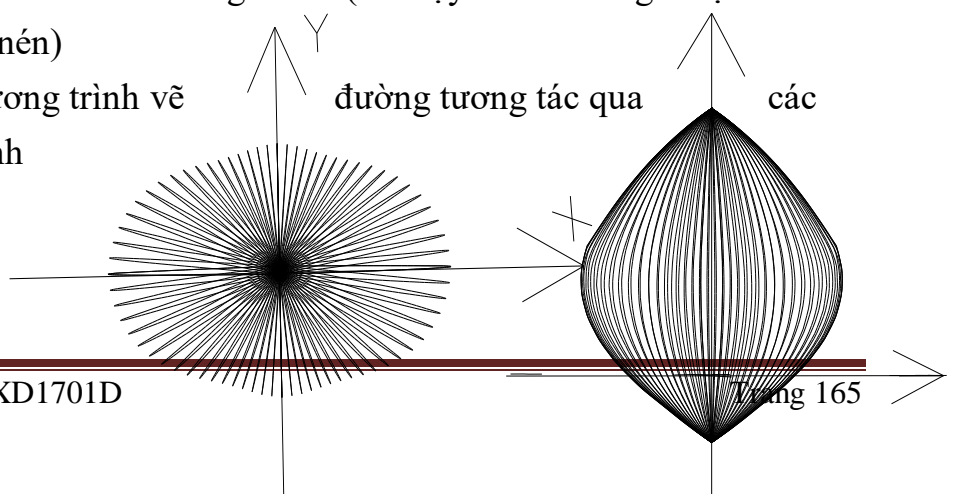
- Bước 6: Lấy hợp lực ứng suất trong bê tông và cốt thép với trọng tâm tiết diện

$$M_{gh} = R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si} \tag{7.18}$$

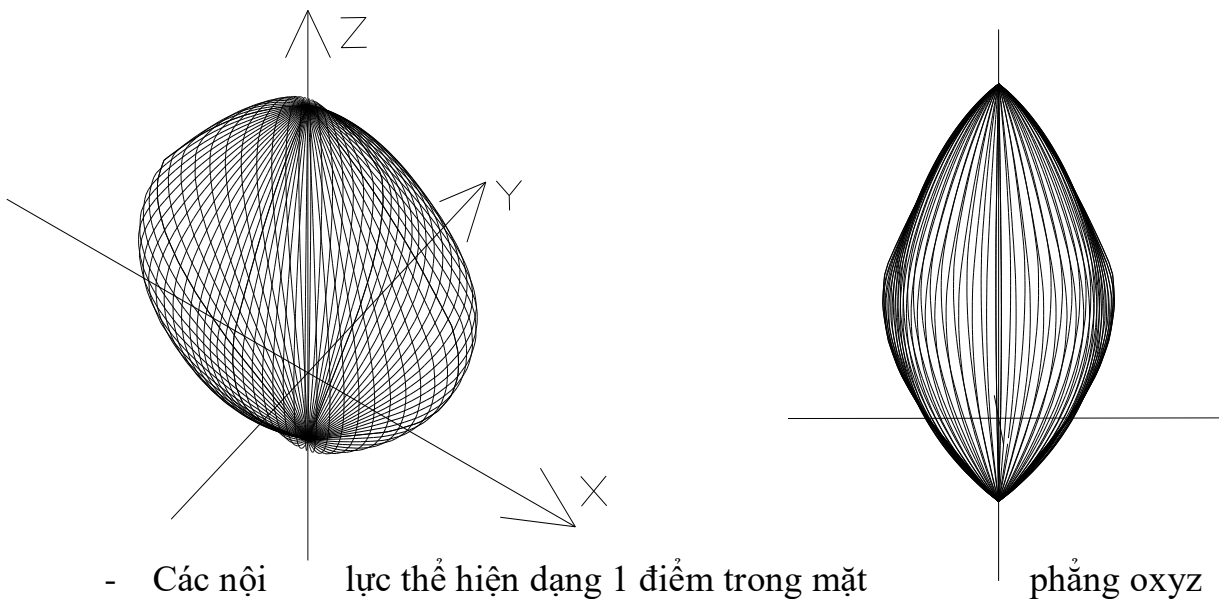
$$N_{gh} = R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} \tag{7.19}$$

- Bước 7: Thay đổi chiều cao vùng nén x (x chạy từ 0 đến 1 giá trị mà toàn bộ cốt thép chịu nén)

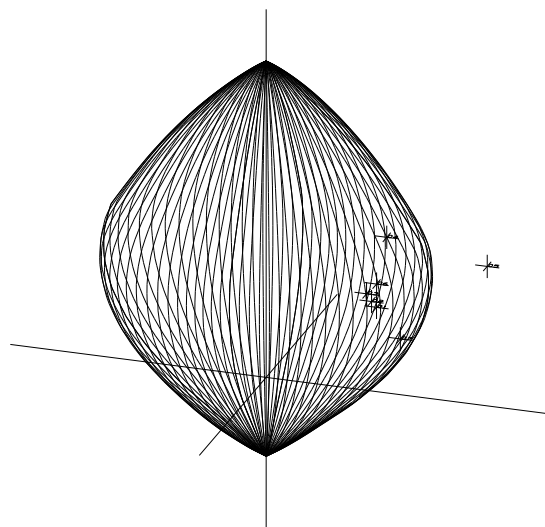
- Bước 8: Cho chương trình vẽ điểm vừa xác định



- Bước 9: Thay đổi hệ số góc a (a chạy từ $\tan(90^\circ)$ tới $\tan(180^\circ)$)
- Bước 10: lấy đối xứng qua trục x rồi đối xứng qua trục y ta được biểu đồ tương tác không gian như sau.



- Các nội lực thể hiện dạng 1 điểm trong mặt
- Những điểm nằm trong biểu đồ \rightarrow cột đủ khả năng chịu lực
- Nếu có điểm nằm ngoài \rightarrow cột không đủ khả năng chịu lực

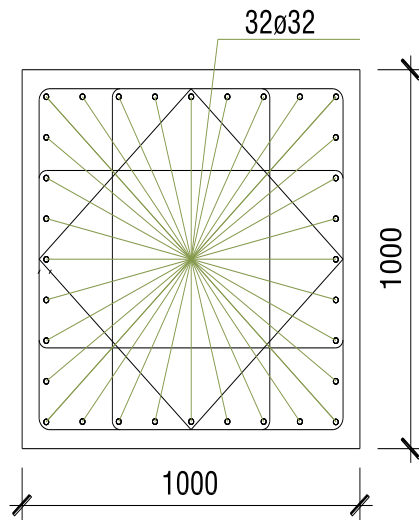


7.1.3 Kiểm tra cột chịu nén lệch tâm xiên

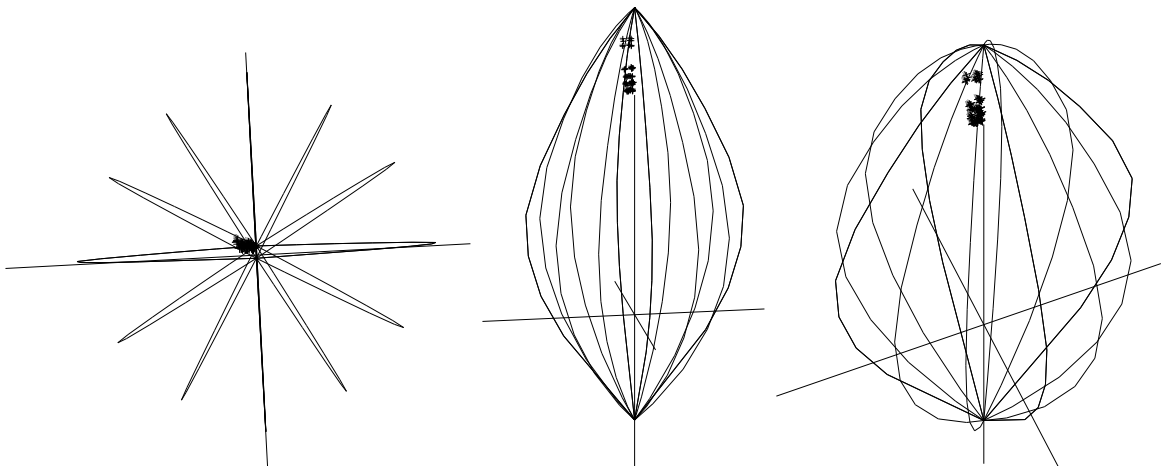
- Vì cột không thay đổi tiết diện nên đa số thép ở các tầng trên đều là thép cấu tạo, hơn nữa hàm lượng thép cột chọn tối thiểu 1% do đó các tầng trên không cần kiểm tra khả năng chịu lực của cột.

- Ta chỉ kiểm tra khả năng chịu nén lệch tâm xiên của cột ở những tầng dưới ở đây là từ tầng 2 trở xuống

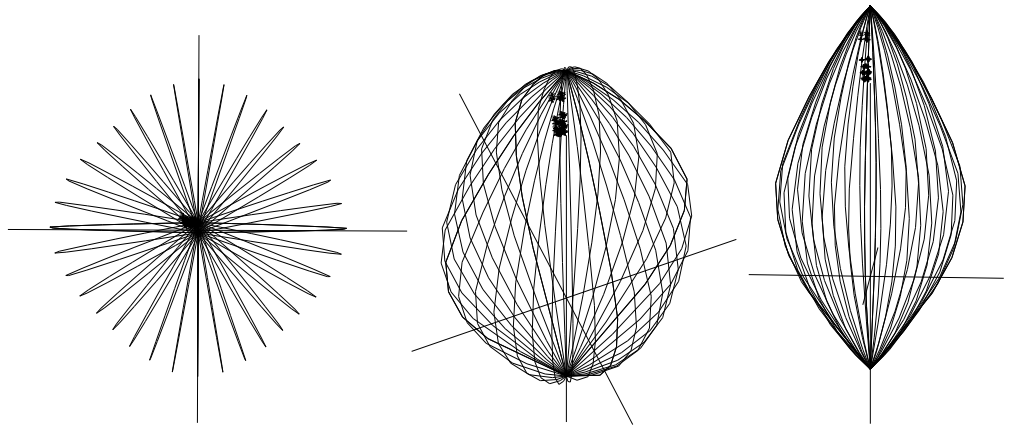
- Qua quá trình tính toán thép cột ở trên ta chỉ cần kiểm tra cho trường hợp nguy hiểm nhất (nội lực lớn nhất) là cột tầng hầm C29 thuộc khung trục 5



- Góc biến thiên đường tương tác 30°



- Góc biến thiên đường tương tác 10°



Không có điểm nào nằm ngoài đường tương tác => cột đủ khả năng chịu lực.
Nhận xét: các điểm nội lực nằm khá sát đỉnh biểu đồ tương tác => kết quả tính toán và bố trí thép là hợp lý

CHƯƠNG 8 THIẾT KẾ MÓNG CÔNG TRÌNH

8.1 ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

| Lớp đất | Tên đất | Chiều dày (m) | Độ ẩm tự nhiên W(%) | Dung trọng tự nhiên γ_w (kN/m ³) | Dung trọng đẩy nổi $\gamma_{đn}$ (kN/m ³) | Tỷ trọng hạt Δ (kN/m ³) |
|---------|----------------------------------|---------------|---------------------|---|---|--|
| 1 | Đất đắp | 1 | – | – | – | – |
| 2 | Bùn sét nhão | 15 | 84.07 | 14.49 | 6.23 | |
| 3 | Sét pha dẻo | 10 | 29 | 18.6 | 8.96 | 26.4 |
| 4 | Cát trung chặt vừa | 12 | 14 | 18.1 | 9.82 | 26.3 |
| 5 | Sét pha vàng nâu trạng thái cứng | Rất sâu | 17.16 | 20.6 | 11.1 | 27.1 |

| Lớp đất | Tên đất | Hệ số rỗng tự nhiên e | Giới hạn nhão WL(%) | Giới hạn dẻo W _p (%) | Độ sệt B | Modul biến dạng E(kN/m ²) | Lực dính kết C(kN/m ²) | Góc ma sát trong φ (độ) |
|---------|----------------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------------|----------|---------------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| 1 | Đất đắp | – | – | – | – | – | – | – |
| 2 | Bùn sét nhão | 2.27 | 61.75 | 32.17 | 1.75 | – | 7.6 | 0°49' |
| 3 | Sét pha dẻo | 0.83 | 32.1 | 24.1 | 0.612 | 7600 | 23 | 17°52' |
| 4 | Cát trung chặt vừa | 0.66 | – | – | – | 24000 | – | 33° |
| 5 | Sét pha vàng nâu trạng thái cứng | 0.543 | 33.6 | 16.92 | 0.01 | 4600 | 28.1 | 20°28' |

Lớp 1: Đất đắp

- Nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ -0.6m đến -1.6m: lớp đất này sẽ được loại bỏ sau khi làm tầng hầm

Lớp 2: Bùn sét nhão

- Có độ sâu -1.6m đến -16.6m
- Màu xám đen, ở trạng thái chảy, khả năng chịu tải yếu có chiều dày khá lớn 15m, không thể làm nền cho công trình

Lớp 3: Sét pha dẻo

- Có độ sâu từ -16.6m đến -26.6m
- Màu nâu, ở trạng thái dẻo, khả năng chịu tải vừa, chiều dày khá lớn 10m, có thể xem xét làm nền cho công trình

Lớp 4: Cát trung chặt vừa

- Có độ sâu từ -26.6 đến -38.6m
- Màu xám trắng, ở trạng thái chặt vừa, khả năng chịu tải khá, chiều dày khá lớn 12m, có thể làm nền cho công trình

Lớp 5: Sét pha vàng nâu trạng thái cứng

- Rất sâu
- Màu vàng nâu, ở trạng thái cứng, khả năng chịu tải lớn, biến dạng lún nhỏ, chiều dày lớn, tuy nhiên ở khá sâu -38.6m, thích hợp cho phương án làm cọc nhồi, các phương án khác cần xem xét kỹ khi làm nền cho công trình

.Địa chất thủy văn :

Mực nước ngầm xuất hiện tại khu vực xây dựng công trình thay đổi theo mùa tuy nhiên mực nước tĩnh đo được tại cao độ -7.1 m .Như vậy, khi thi công đào móng và tầng hầm tại cao độ -3.6m không bị ảnh hưởng bởi mực nước ngầm

8.2 MỘT SỐ VAI TRÒ CỦA TẦNG HẦM:

Trong nhà cao tầng vai trò của móng rất quan trọng. móng chịu lực đứng và chịu lực ngang. Móng phải ổn định thì kết cấu bên trên mới ổn định. Để ổn định

móng người ta thường chôn móng với độ sâu: $\left(\frac{1}{12} - \frac{1}{15}\right)H$, với H: chiều cao của công trình.

Với độ sâu đó tùy theo chiều cao nhà mà có thể tạo ra 1 hay 2 tầng hầm với chức năng sử dụng ngoài tầng kỹ thuật còn có thể có các chức năng khác. Thông thường người ta cấu tạo sàn tầng hầm. Vì sàn tầng hầm ngang mặt móng giúp ổn định cho móng chống lại lực tác động ngang rất lớn.

Với công trình 15 tầng thiết kế 1 tầng hầm. Nhằm mục đích ổn định móng.

8.2.1 Về mặt nền móng :

Ta thấy nhà nhiều tầng thường có tải trọng rất lớn ở chân cột. chân vách. Nó gây ra áp lực rất lớn lên nền và móng. vì vậy khi làm tầng hầm ta

đã giảm tải cho móng vì một lượng đất khá lớn trên móng đã được lấy đi, hơn nữa khi có tầng hầm thì móng được đưa xuống khá sâu, móng có thể đặt vào nền đất tốt, cường độ của nền tăng lên (khi ta cho đất thời gian chịu lực). Thêm vào đó tầng hầm sâu nếu nằm dưới mực nước ngầm, nước ngầm sẽ đẩy nổi công trình lên theo định luật Acsimet như thế nó sẽ giảm tải cho móng công trình và đồng thời cũng giảm lún cho công trình.

8.2.2 Về mặt kết cấu :

Đối với nhà nhiều tầng không có tầng hầm, độ sâu ngầm vào đất là nông (từ 2-3m), độ ổn định của công trình không cao do trọng tâm của công trình ở trên cao. Khi nhà có tầng hầm, trọng tâm của công trình sẽ được hạ thấp làm tăng tính ổn định tổng thể của công trình. Hơn nữa, tường, cột, dầm, sàn của tầng sẽ làm tăng độ ngầm của công trình vào đất, tăng khả năng chịu lực ngang như gió, bão, lụt, động đất ...

8.3 XÁC ĐỊNH PHƯƠNG ÁN MÓNG :

Từ kết quả địa chất, thủy văn ta có nhận xét như sau:

Lớp đất 2 ngay dưới mặt đáy sàn tầng hầm là lớp đất bùn sét yếu khả năng chịu tải kém, biến dạng lún lớn và chiều dày khá lớn 15m nên sử dụng giải pháp móng nông (móng băng hay bè trên nền thiên nhiên) cho công trình 15 tầng gồm 1 tầng hầm là không thích hợp.

Lớp 3,4 là các lớp đất có khả năng chịu tải tương đối tốt, chiều dày tương đối lớn khá thích hợp cho việc đặt mũi cọc ép (từ 20—30m), tùy chiều dài cọc sẽ đặt mũi cọc vào lớp đất tương ứng .

Lớp 5 có khả năng chịu tải lớn, biến dạng lún nhỏ, chiều dày rất sâu rất thích hợp cho việc đặt mũi cọc đặc biệt là cọc khoan nhồi

Vì vậy giải pháp móng được chọn ở đây là móng sâu truyền tải trọng công trình xuống lớp đất 3,4 hoặc 5. Với nội lực chân cột công trình này ta lựa chọn 2 phương án móng sâu : cọc ép và cọc khoan nhồi. Sau đó rút ra kết luận so sánh hai phương án

8.4 THIẾT KẾ MÓNG CỌC ÉP

8.4.1 CÁC LOẠI TẢI TRỌNG DÙNG TÍNH TOÁN VÀ SƠ BỘ KÍCH THƯỚC

a. Tải trọng tính toán

Móng công trình được tính dựa theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống chân cột, vách. Tính toán với 1 trong 3 tổ hợp có:

$$(N_{\max}, M_{Xtu}, M_{AYtu}, Q_{Xtu}, Q_{Ytu})$$

$$(|M_X|_{\max}, M_{AYtu}, N_{tu}, Q_{Xtu}, Q_{Ytu})$$

$$(|M_{AY}|_{\max}, M_{Xtu}, N_{tu}, Q_{Xtu}, Q_{Ytu})$$

| TẠI CHÂN CỘT | | | | | | |
|--------------|-----------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Cột | Tổ hợp | N_0^{tt} | M_{2X0}^{tt} | M_{3Y0}^{tt} | Q_{2X0}^{tt} | Q_{3Y0}^{tt} |
| | | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| C29 | N_{max} | 23476.99 | 10.30 | 21.09 | 13.05 | 8.57 |
| C30 | N_{max} | 15166.29 | 5.92 | 8.56 | 149.10 | 112.17 |
| C52 | N_{max} | 10549.4 | 29.06 | 9.851 | 101.4 | 295.11 |

| TẠI ĐÁY ĐÀI | | | | | | |
|-------------|-----------|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Cột | Tổ hợp | N^{tt} | M_{2X}^{tt} | M_{3Y}^{tt} | Q_{2X}^{tt} | Q_{3Y}^{tt} |
| | | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| C29 | N_{max} | 23476.99 | 27.44 | 47.19 | 13.05 | 8.57 |
| C30 | N_{max} | 15166.29 | 230.26 | 306.76 | 149.10 | 112.17 |
| C52 | N_{max} | 10549.4 | 619.28 | 212.65 | 101.4 | 295.11 |

b. Tải trọng tiêu chuẩn

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ hai.

Tải trọng lên móng đã tính được từ Etabs 9.5.0 là tải trọng tính toán, để tìm tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên móng 1 cách đơn giản mà quy phạm cho phép là dùng hệ số vượt tải trung bình $n = 1,15$. Như vậy, tải trọng tiêu chuẩn nhận được bằng cách lấy tổ hợp các tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình.

| TẠI CHÂN CỘT | | | | | | |
|--------------|-----------|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Cột | Tổ hợp | $N_0^{tác}$ | $M_{2X0}^{tác}$ | $M_{3Y0}^{tác}$ | $Q_{2X0}^{tác}$ | $Q_{3Y0}^{tác}$ |
| | | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| C29 | N_{max} | 20414.77 | 8.95 | 18.34 | 11.35 | 7.45 |
| C30 | N_{max} | 13188.08 | 5.14 | 7.44 | 129.65 | 97.54 |
| C52 | N_{max} | 9173.41 | 25.27 | 8.57 | 88.17 | 256.62 |

| TẠI ĐÁY ĐÀI | | | | | | |
|-------------|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Cột | Tổ hợp | $N^{tác}$ | $M_{2X}^{tác}$ | $M_{3Y}^{tác}$ | $Q_{2X}^{tác}$ | $Q_{3Y}^{tác}$ |
| | | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| C29 | N_{max} | 20414.77 | 23.86 | 41.04 | 11.35 | 7.45 |
| C30 | N_{max} | 13188.08 | 200.22 | 266.75 | 129.65 | 97.54 |
| C52 | N_{max} | 9173.41 | 538.50 | 184.91 | 88.17 | 256.62 |

c.Sơ bộ kích thước đài cọc :

Do công trình có 1 tầng hầm, cao trình sàn hầm 2 là -3.6m(khoảng cách từ mặt trên sàn trệt đến đáy tầng hầm 2) nên chiều sâu chôn đài được chọn dựa trên cao trình tầng hầm, việc chôn đài được chọn sao cho hợp lý với kiến trúc, thỏa mãn độ bền và tiết kiệm nhất về mặt vật liệu và thi công. Do đó, chọn cao trình mặt đài trùng với cao trình sàn hầm : -3.6m

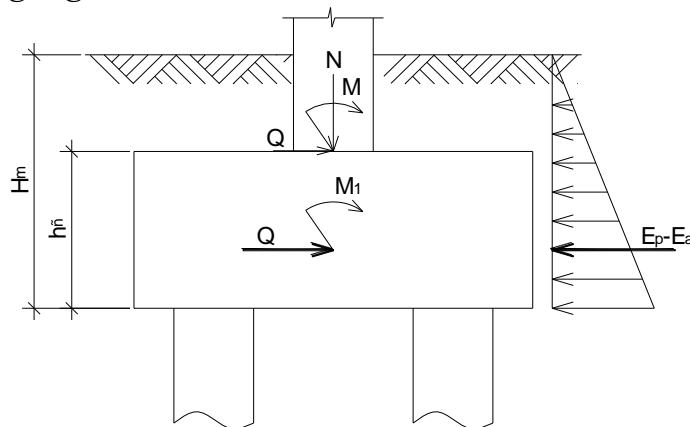
Chiều cao đài cọc được chọn dựa trên sự tính toán đủ khả năng chịu lực và khả năng chống chọc thủng của đài.Ta có:

+ $H_d=2m$

+Cao độ đáy đài móng (chưa kể lớp bê tông lót): -5.6m

Móng cọc được thiết kế là móng cọc đài thấp vì vậy độ chôn sâu của đài phải thỏa điều kiện lực ngang tác động ở đáy công trình phải cân bằng với áp lực đất tác động lên đài cọc

Kiểm tra lực xô ngang:



- Điều kiện : chiều sâu đặt đáy H_m phải lớn hơn h_{min} : chiều sâu đặt đáy đài nhỏ nhất được thiết kế với yêu cầu cân bằng áp lực ngang theo giả thiết tải ngang hoàn toàn do lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

- Dùng $Q_{max} = 295.11$ (kN) để kiểm tra điều kiện cân bằng áp lực ngang đáy đài theo công thức thực nghiệm sau:

$$H_m \geq h_{min} = 0.7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \sqrt{\frac{2Q_{max}^{tt}}{\gamma B_d}}$$

- Với:
 - + H_m chiều sâu chôn móng từ mặt đất thiên nhiên đến đáy đài : 5m.
 - + φ : góc ma sát trong của đất từ đáy đài trở lên.
 - + γ : dung trọng của đất kể từ đáy đài trở lên mặt đất.
 - + B_d : cạnh của đáy đài theo phương thẳng góc với tải ngang Q - ở đây là bề rộng đài, sơ bộ chọn 2.5m.

$$h_{min} = 0.7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{0^\circ 40'}{2}\right) \sqrt{\frac{2 * 295.11}{14.49 * 2.5}} = 2.76 \text{ m} < H_m = 5 \text{ m.}$$

- Vậy H_m thỏa điều kiện cân bằng áp lực ngang nên ta có thể tính toán móng với giả thiết tải ngang hoàn toàn do lớp đất trên từ đáy đài tiếp nhận.

d.Chọn cọc :

+Sơ bộ chọn tiết diện cọc : $40 \times 40 \text{cm}$, $F_c = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{cm}^2$

+Cốt thép cọc : $8 \phi 16$, $F_s = 16.1 \text{cm}^2$

+Vật liệu :

.Bê tông : B20 có $R_b = 115 (\text{kG/cm}^2)$, $R_{bt} = 9 (\text{kG/cm}^2)$

.Cốt thép AIII có $R_s = 3650 (\text{kG/cm}^2)$

+Chiều dài cọc :

.Sơ bộ chọn chiều dài cọc đảm bảo điều kiện cọc nằm trong độ sâu 20-30m, đảm bảo hơn 1/3 chiều dài cọc nằm trong lớp đất tốt

.Chiều dài cọc gồm : $l_t = 30d = 50 \text{cm}$:đoạn cốt thép neo trong đài móng

$l_b = 10 \text{cm}$:đoạn đầu cọc nằm trong đài (tính từ đáy dưới đài)

l_c :đoạn đầu cọc trong đất tính từ đáy dưới đài xuống

Chọn $L_c = 23.4 \text{m}$ gồm 2 đoạn cọc 11.7m

Đoạn nằm trong đài : 0.6m

Đoạn nằm trong đất (kể từ đáy đài) : 22.4m

Mũi cọc cắm vào lớp đất thứ 4 (lớp cát trung chặt vừa) một đoạn 1.4m

8.4.2 XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC ÉP

8.4.2.1 THEO CƯỜNG ĐỘ VẬT LIỆU

Sức chịu tải tính toán theo vật liệu của cọc được tính theo công thức sau:

$$P_{vl} = \varphi (R_n F_b + R_a F_a)$$

- Trong đó:

+ φ : Hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc tra bảng 5.1 sách Nền và Móng thầy Nguyễn Văn Quảng, phụ thuộc vào tỷ số : l_{tt}/b , với l_{tt} : chiều dài cọc tính từ đáy đài móng đến đáy lớp đất yếu cuối cùng (bùn sét) mà cọc đi qua. b : cạnh bé cọc.

$$l_{tt} = 11 \text{ m}, b = 0.4 \text{m}.$$

$$\rightarrow l_{tt}/b = 27.5$$

$$\rightarrow \varphi = 0.645$$

+ R_n : Cường độ chịu nén của bê tông, $R_b = 115 \text{ kG/cm}^2$.

+ F_b : Diện tích mặt cắt ngang của cọc.

+ R_a : Cường độ tính toán của thép, $R_s = 3650 \text{ kG/cm}^2$.

+ F_a : Diện tích tiết diện ngang cốt dọc. $F_s = 16.1 \text{ cm}^2$.

$$\rightarrow P_{vl} = 0.645 * (115 * 1600 + 3650 * 16.1) = 157 \text{ T}.$$

8.4.2.2 THEO CHỈ TIÊU CƯỜNG ĐỘ CỦA ĐẤT NỀN (PHỤ LỤC B TCXD 205-1998):

- ❖ Công thức tổng quát :
 - **SCT cực hạn** : $Q_u = Q_s + Q_p$
 - Với :
 - + Q_s : ma sát thân cọc (T).
 - $Q_s = A_s f_s$: cọc nằm trong 1 lớp đất (T).
 - $Q_s = \sum_{i=1}^n A_{s_i} f_{s_i}$: cọc nằm trong n lớp đất (T).
 - + Q_p : sức kháng mũi cọc (T).
 - $Q_p = A_p q_p$ (T).
 - Trong đó :
 - + A_{s_i} : diện tích mặt bên cọc nằm trong lớp đất i (m^2).
 - + f_{s_i} : ma sát đơn vị thân cọc lớp đất i (T/m^2).
 - + A_p : diện tích tiết diện mũi cọc (m^2).
 - + q_p : cường độ chịu tải cực hạn của đất mũi cọc (T/m^2).
 - + $f_{s_i} = c_{ai} + \sigma'_{hi} * \tan \alpha_{ai}$
 - Trong đó :
 - c_{ai} : lực dính giữa thân cọc và lớp đất I (T/m^2), với cọc BTÁCT, $c_{ai} = 0.7c$ trong đó c là lực dính của lớp đất thứ i.
 - σ'_{hi} : ứng suất hữu hiệu trong đất do tải trọng bản thân các lớp đất ở trạng thái tự nhiên gây ra theo phương vuông góc với mặt bên cọc của lớp đất i (T/m^2).
 - α_{ai} : góc ma sát giữa cọc và lớp đất i, với cọc BTÁCT lấy $\alpha_a = \alpha$, với α : góc ma sát trong của lớp đất thứ i (độ).
 - + $q_p = c * N_c + \sigma'_{vp} * N_q + \bar{\alpha} * d_p * N_{\bar{\alpha}}$
 - Trong đó :
 - c : lực dính đất nền dưới mũi cọc (T/m^2).
 - σ'_{vp} : ứng suất hữu hiệu trong đất theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc do trọng lượng bản thân đất trạng thái tự nhiên, (T/m^2).
 - $N_c, N_q, N_{\bar{\alpha}}$: hệ số SCT, phụ thuộc vào ma sát trong của đất, hình dạng mũi cọc, phương pháp thi công cọc, tra biểu đồ quan hệ bên dưới.
 - N_c : 9.0 cho cọc đóng.
 - N_q : lấy theo hình B.3 phụ thuộc vào $\alpha = 0.75 * \alpha_1 + 10^0$ với α_1 là góc ma sát trong tự nhiên của lớp đất ở mũi cọc.
 - $\bar{\alpha}$: trọng lượng thể tích đất ở độ sâu mũi cọc (T/m^3).
 - **SCT cho phép của cọc** :
- $$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$
- Với :
 - + FS_s : hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, $FS_s = 1.5 \div 2.0$.
 - + FS_p : hệ số an toàn cho sức chống mũi cọc, $FS_p = 2.0 \div 3.0$.

❖ Công thức đơn giản tính gần đúng cho từng loại đất :

- **SCT cực hạn của cọc trong đất dính :**

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s c_u + A_p N_c c_u$$

- Với :

+ c_u : sức chống cắt không thoát nước của đất nền, T/m².

+ α : hệ số, không có thứ nguyên. Đối với cọc đóng lầy theo hình B.1 trong TCXD 205 – 1998 thiết kế móng cọc, với cọc nhồi lầy từ 0.3 ÷ 0.45 cho sét dẻo cứng và 0.6 ÷ 0.8 cho sét dẻo mềm.

+ N_c : hệ số sức chịu tải lấy bằng 9.0 cho cọc đóng trong sét cô kết thường và 6.0 cho cọc nhồi.

- Lưu ý : Hệ số an toàn khi tính toán SCT của cọc theo công thức trên lấy bằng : 2.0 ÷ 3.0.

+ Trị giới hạn của c_u : 1kg/cm².

❖ Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất rời :

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s K_s \sigma'_v \tan \alpha_a + A_p \sigma'_{vp} N_q$$

- Với :

+ K_s : hệ số áp lực ngang trong đất ở trạng thái nghỉ, lấy theo hình B.2.

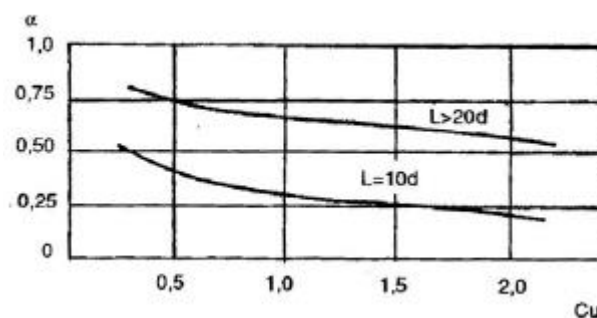
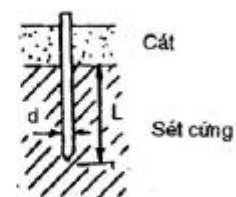
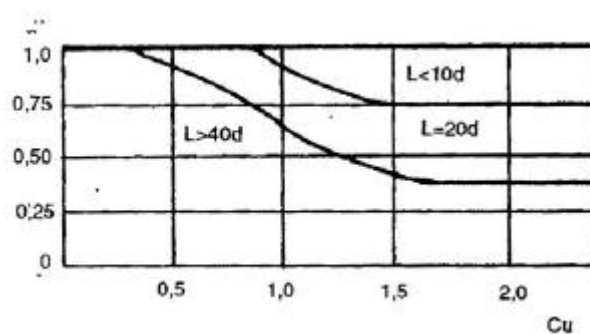
+ σ'_v : ứng suất hữu hiệu trong đất tại độ sâu tính toán ma sát bên tác dụng lên cọc, T/m².

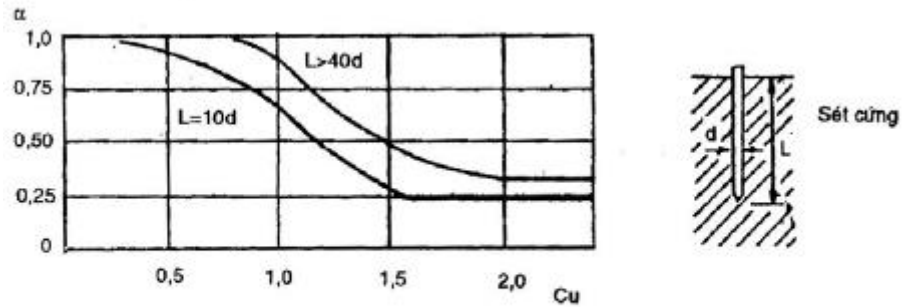
+ α_a : góc ma sát giữa đất nền và thân cọc.

+ σ'_{vp} : ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại mũi cọc, T/m².

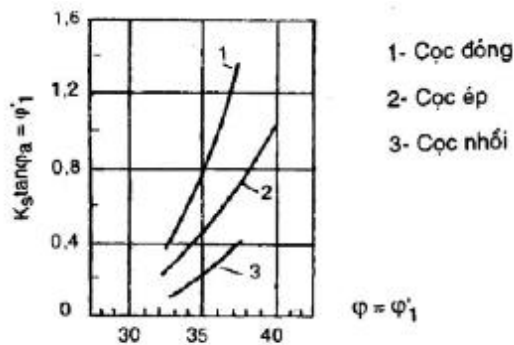
+ N_q : hệ số SCT, xác định theo hình B.3

- Lưu ý : Hệ số an toàn khi tính toán SCT của cọc theo công thức trên lấy bằng : 2.0 ÷ 3.0.



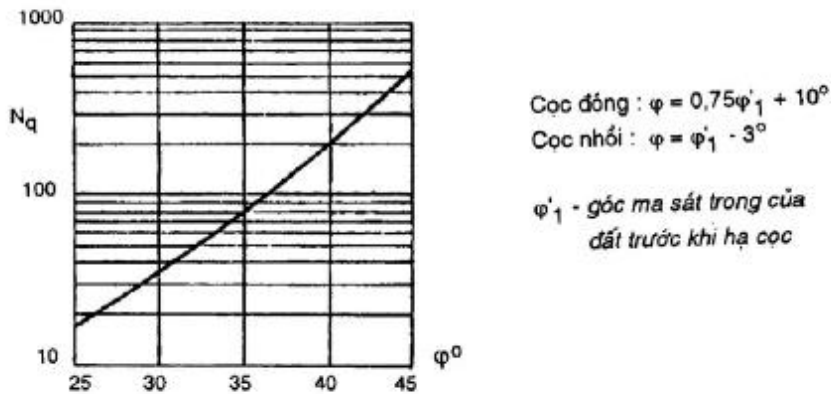


Hình B1: Quan hệ $\alpha - c_u$



- 1- Cọc đóng
- 2- Cọc ép
- 3- Cọc nhồi

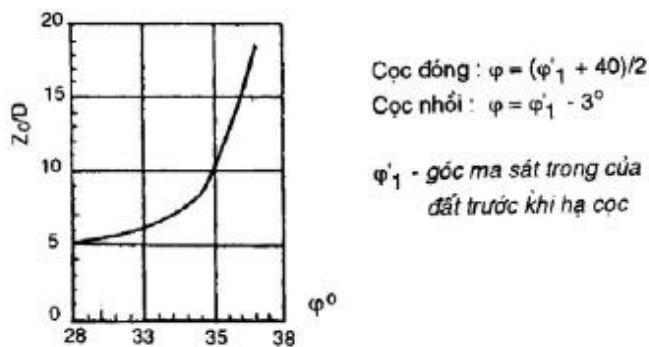
Hình B2 : Quan hệ giữa $K_{stan\phi_a}$ và ϕ



- Cọc đóng : $\phi = 0,75\phi_1 + 10^\circ$
- Cọc nhồi : $\phi = \phi_1 - 3^\circ$

ϕ_1 - góc ma sát trong của đất trước khi hạ cọc

Hình B3 : Hệ số N_q



- Cọc đóng : $\phi = (\phi_1 + 40)/2$
- Cọc nhồi : $\phi = \phi_1 - 3^\circ$

ϕ_1 - góc ma sát trong của đất trước khi hạ cọc

Hình B4 : Quan hệ giữa z_c/d và ϕ

- ❖ Sct cọc theo điều kiện nền : 103 (T).
- ❖ Vậy, chọn SCT thiết kế cọc : $P_{tk} = 100$ (T).

8.4.3 MẶT BẰNG BỐ TRÍ CỌC

8.4.3.1 Tính toán sơ bộ diện tích đài cọc

Áp lực lớn nhất của đáy đài đảm bảo lực nén lớn nhất lên cọc đạt $P_{tk} = 100 \text{ T}$:

$$p_{tt} = \frac{P_{tk}}{(3d)^2} = 69.5 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

❖ **Cột C29 :**

- Diện tích sơ bộ đáy đài : $F_d = \frac{N_0''}{p'' - n\gamma_{tb}h} = \frac{2347.7}{69.5 - 1.15 * 2 * 2} = 36.1 \text{ (m}^2\text{)}.$

- Trọng lượng sơ bộ của đài cọc và đất trên đài :

$$N_d'' = n * F_d * h * \gamma_{tb} = 1.15 * 36.1 * 2 * 2 = 166.06 \text{ (T)}.$$

- Số lượng cọc trong móng tính theo điều kiện chịu tải đúng tâm :

$$n_c = \frac{N_0'' + N_d''}{P_{tk}} = 25 \text{ cọc}.$$

- Xét đến ảnh hưởng của tải lệch tâm do Momen, tăng số cọc lên 1.3 lần

:

$$n_c = 25 * 1.3 = 32.5 \text{ cọc}$$

- Chọn số cọc dưới móng M2 : 36 cọc.

- Diện tích đài cọc thực : $F_d = 6.8 * 6.8 = 46.24 \text{ (m}^2\text{)}.$

❖ **Cột C30 :**

- Diện tích sơ bộ đáy đài : $F_d = \frac{N_0''}{p'' - n\gamma_{tb}h} = \frac{1516.6}{69.5 - 1.15 * 2 * 2} = 23.4 \text{ (m}^2\text{)}.$

- Trọng lượng sơ bộ của đài cọc và đất trên đài :

$$N_d'' = n * F_d * h * \gamma_{tb} = 1.15 * 23.4 * 2 * 2 = 107.6 \text{ (T)}.$$

- Số lượng cọc trong móng tính theo điều kiện chịu tải đúng tâm :

$$n_c = \frac{N_0'' + N_d''}{P_{tk}} = 16 \text{ cọc}.$$

- Xét đến ảnh hưởng của tải lệch tâm do Momen, tăng số cọc lên 1.3 lần

:

$$n_c = 16 * 1.3 = 20.8 \text{ cọc}.$$

- Chọn số cọc trong đài dưới móng M3 : 25 cọc.

- Diện tích đài cọc thực : $F_d = 5.6 * 5.6 = 31.36 \text{ (m}^2\text{)}.$

❖ **Cột C52 :**

- Diện tích sơ bộ đáy đài : $F_d = \frac{N_0''}{p'' - n\gamma_{tb}h} = \frac{1054.9}{69.5 - 1.15 * 2 * 2} = 16.3 \text{ (m}^2\text{)}.$

- Trọng lượng sơ bộ của đài cọc và đất trên đài :

$$N_d'' = n * F_d * h * \gamma_{tb} = 1.15 * 16.3 * 2 * 2 = 74.98 \text{ (T)}.$$

- Số lượng cọc trong móng tính theo điều kiện chịu tải đúng tâm :

$$n_c = \frac{N_0'' + N_d''}{P_{tk}} = 12 \text{ cọc}.$$

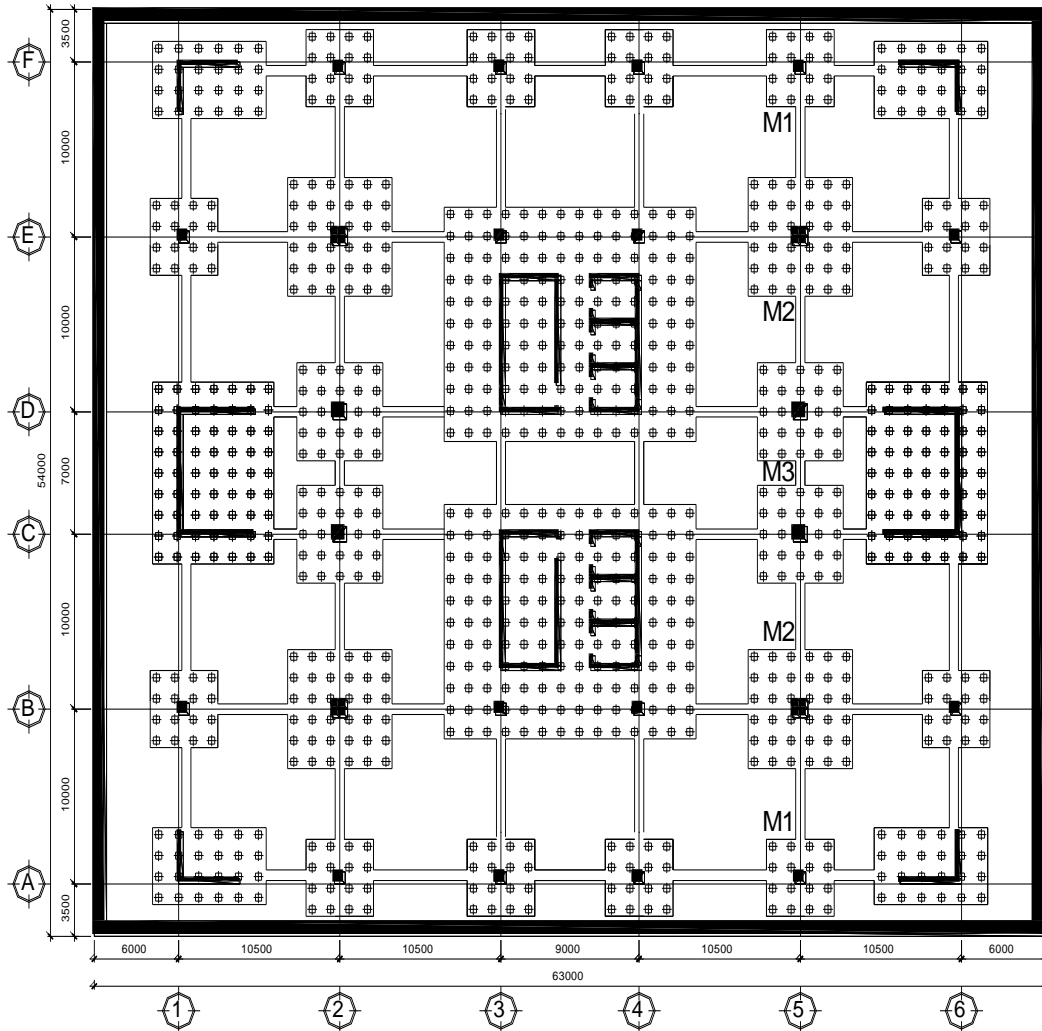
- Xét đến ảnh hưởng của tải lệch tâm do Momen, tăng số cọc lên 1.3 lần

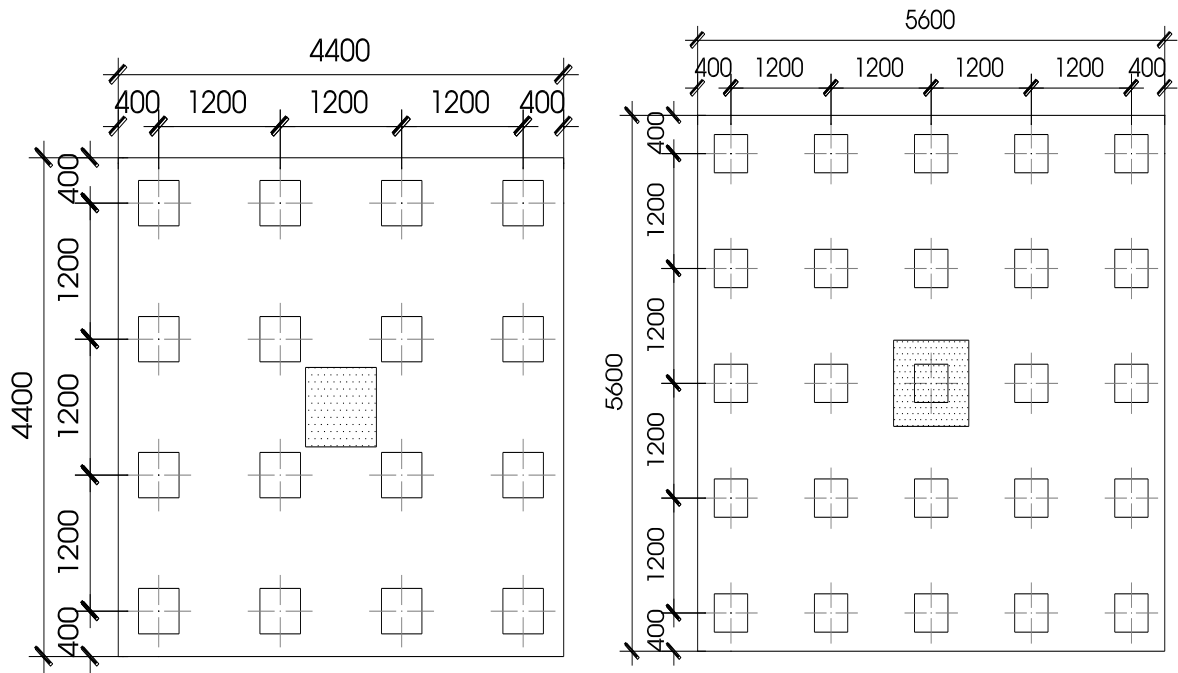
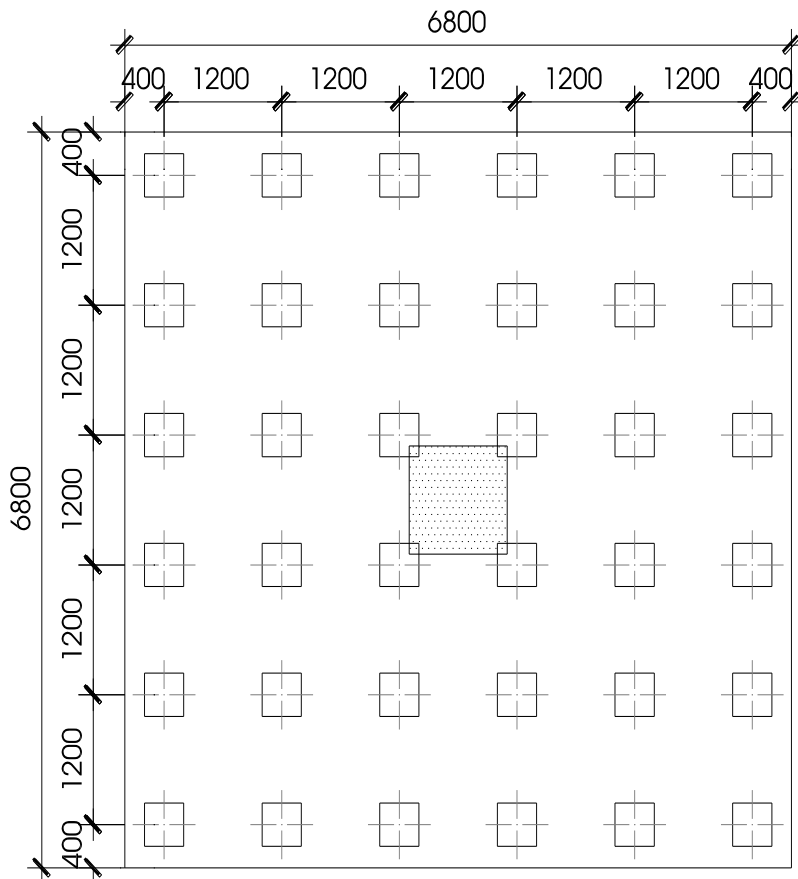
:

$$n_c = 12 * 1.3 = 16 \text{ cọc.}$$

- Chọn số cọc trong đài dưới móng M1 : 16 cọc.
- Diện tích đài cọc thực : $F_d = 4.4 * 4.4 = 19.36 \text{ (m}^2\text{)}.$

8.4.3.2 Mặt bằng bố trí móng



**MÓNG M1-C52****MÓNG M3-C30****MÓNG M2-C29**

8.4.4 KIỂM TRA CỌC

8.4.4.1 Kiểm tra khả năng chịu lực

- Trong 1 đài cọc, các cọc làm việc như 1 nhóm cọc cùng chịu tải, do ảnh hưởng lẫn nhau và ảnh hưởng đến đất nền nên SCT mỗi cọc sẽ giảm, nhưng

với yêu cầu bố trí các cọc có khoảng cách 2 tim cọc gần nhất từ 3d trở lên nên có thể bỏ qua sự ảnh hưởng giảm SCT này.

- Kiểm tra lực truyền xuống cọc theo công thức :

$$P_i = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M_{2x}''}{\sum y_i^2} y_i \pm \frac{M_{3y}''}{\sum x_i^2} x_i$$

- Với :

+ N'' : lực nén tính toán do công trình và đài móng gây ra tại đáy đài.

$$N'' = N_0'' + N_d'' = N_0'' + 1.15 \cdot F_d \cdot 2 \cdot 2 \text{ (T)}$$

+ M_{2x}'' , M_{3y}'' : Momen do công trình quy về đáy đài.

+ $\sum x_i^2$, $\sum y_i^2$: tổng bình phương khoảng cách từ tâm cột đến tâm các cọc.

+ x_i , y_i : khoảng cách từ tâm cột đến tâm cọc thứ i.

- ❖ Cột C29 :

$$- \sum y_i^2 = (1.2/2)^2 \cdot 12 + (1.2 \cdot 1.5)^2 \cdot 12 + (1.2 \cdot 2.5)^2 \cdot 12 = 151.2 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$- \sum x_i^2 = \sum y_i^2 = 151.2 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{-Cọc chịu nén lớn nhất : } P_{\max} = \frac{2347.7 + 1.15 \cdot 46.24 \cdot 2 \cdot 2}{36} + \frac{1.03}{151.2} \cdot 3 + \frac{2.11}{151.2} \cdot 3 = 72 \text{ (T)}$$

$$\text{-Cọc chịu nén bé nhất : } P_{\min} = \frac{2347.7 + 212.704}{36} - \frac{1.03}{151.2} \cdot 3 - \frac{2.11}{151.2} \cdot 3 = 71 \text{ (T)}$$

- ❖ Cột C30 :

$$- \sum y_i^2 = (1.2)^2 \cdot 10 + (1.2 \cdot 2)^2 \cdot 10 = 72 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$- \sum x_i^2 = \sum y_i^2 = 72 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{- Cọc chịu nén lớn nhất : } P_{\max} = \frac{1516.6 + 144.256}{25} + \frac{0.595}{72} \cdot 2.4 + \frac{0.856}{72} \cdot 2.4 = 67$$

(T).

$$\text{- Cọc chịu nén bé nhất : } P_{\min} = \frac{1516.6 + 144.256}{25} - \frac{0.595}{72} \cdot 2.4 - \frac{0.856}{72} \cdot 2.4 = 66$$

(T).

- ❖ Cột C52 :

$$- \sum y_i^2 = (1.2/2)^2 \cdot 8 + (1.2 \cdot 1.5)^2 \cdot 8 = 28.8 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$- \sum x_i^2 = \sum y_i^2 = 28.8 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\text{- Cọc chịu nén lớn nhất : } P_{\max} = \frac{1054.9 + 89.056}{16} + \frac{2.906}{28.8} \cdot 1.8 + \frac{0.985}{28.8} \cdot 1.8 = 72$$

(T).

$$\text{- Cọc chịu nén bé nhất : } P_{\min} = \frac{1054.9 + 89.056}{16} - \frac{2.906}{28.8} \cdot 1.8 - \frac{0.985}{28.8} \cdot 1.8 = 71$$

(T).

- ❖ Điều kiện :

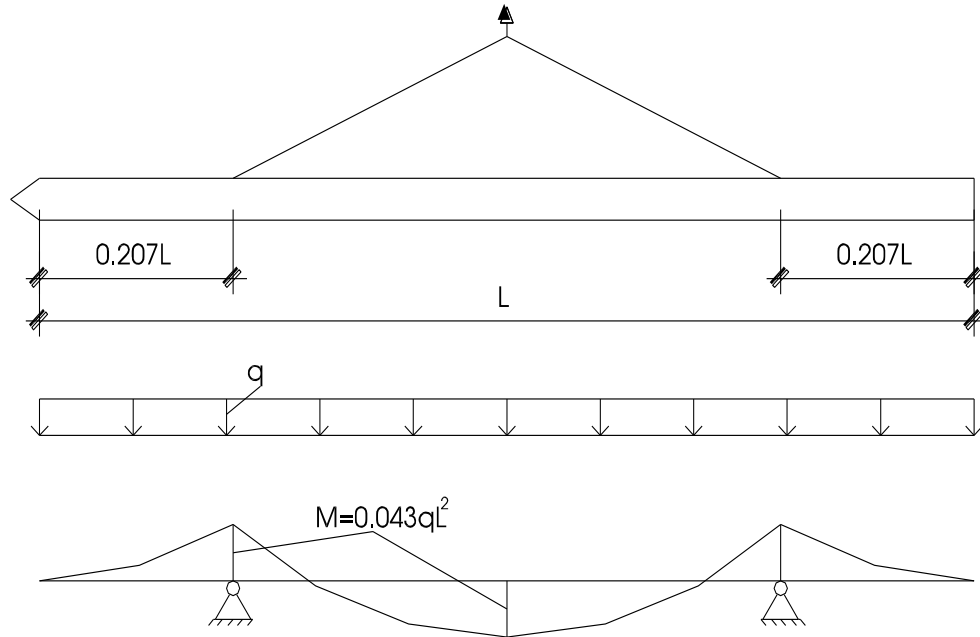
- $P_{\max} + P_c < P_{tk} = 100 \text{ (T)}$: cọc thỏa khả năng chịu nén.

+ C29 : $72 + 1.1 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2.5 \cdot 36 = 87.84 \text{ (T)}$: thỏa.

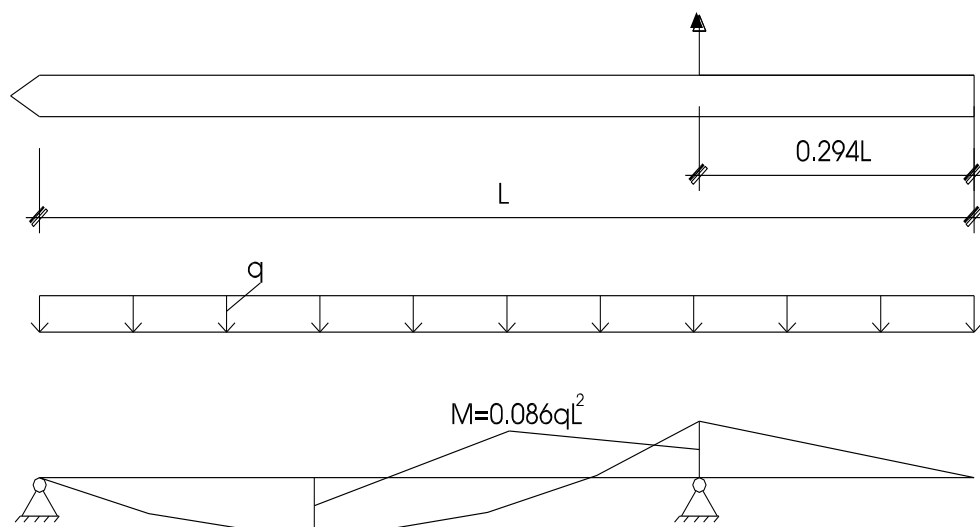
- + C30 : $67 + 1.1 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2.5 \cdot 25 = 78$ (T) : thỏa.
- + C52 : $72 + 1.1 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2.5 \cdot 16 = 79.04$ (T) : thỏa.
- $P_{\min} > 0$: cọc không chịu nhỏ.
- + C29 : 71 (T) : thỏa.
- + C30 : 66 (T) : thỏa.
- + C52 : 71 (T) : thỏa.

8.4.4.2 Kiểm tra khả năng chịu lực khi cầu lắp

❖ Sơ đồ làm việc cọc:



KHI VẬN CHUYỂN CỌC



KHI CẦU LẮP CỌC

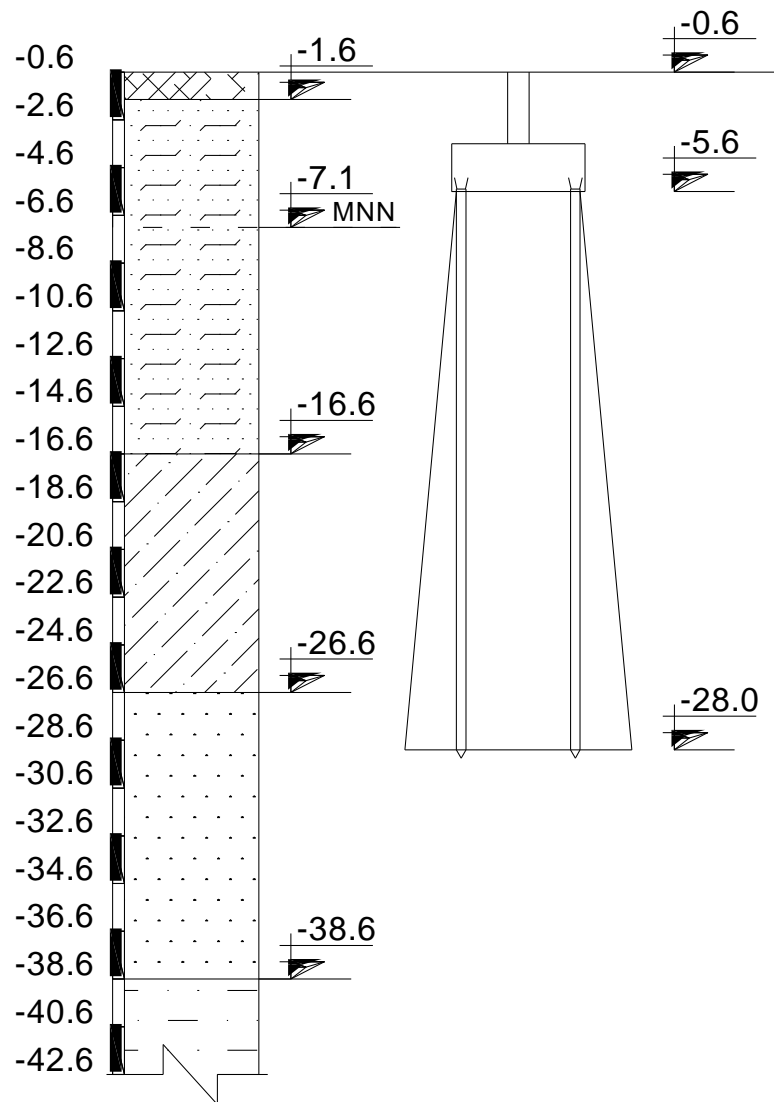
❖ Kiểm tra cọc khi vận chuyển

- $q = 1.2 * 0.4 * 0.4 * 2.5 = 0.48$ (T/m).
- Momen $M_{\max} = 0.043 * 0.48 * 8^2 = 1.32$ (T.m).
- $$m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} ; \gamma = 1 - 0.5 * \gamma ; F_a = \frac{M}{\gamma \cdot R_s \cdot h_0} ; i = \frac{F_a}{b \cdot h_0} \cdot 100 (\%)$$
- $m = 0.0176 ; \gamma = 0.991 ; F_a = 1.005$ (cm²) < 16.1 cm² : thỏa.
- ❖ Kiểm tra cọc khi cầu
 - Lực kéo : $F_k = q * l = 0.48 * 8 = 3.84$ (T).
 - Bố trí 2 móc cầu, mỗi bên chịu $F_k' = 1.92$ (T).
 - Móc cầu làm việc như cấu kiện chịu cắt :

$$F_a^{mc} = F_k' / R_{sw} = 1920 / 2100 = 0.914$$
 (cm²).
 - Chọn thép làm móc cầu $\phi 14$, $F_a = 1.54$ (cm²).

8.4.5 KIỂM TRA ỔN ĐỊNH ĐẤT NỀN

- Kiểm tra ổn định đất nền là bước đầu tiên trong tính toán nền theo trạng thái giới hạn thứ 2.
- Sử dụng giá trị tiêu chuẩn của tải trọng để tính toán và quan niệm một khối móng quy ước. Độ lún của móng trong trường hợp này là do nền đất nằm dưới đáy khối móng quy ước gây ra, biến dạng bản thân các cọc bỏ qua.
- Để có thể sử dụng nguyên biến dạng tuyến tính để tính toán độ lún của nền móng cọc, phải đảm bảo điều kiện đầu tiên là áp lực do công trình và khối móng quy ước gây ra tại nền dưới đáy khối móng quy ước không vượt quá cường độ của nền.
- Ta tính toán và kiểm tra điều kiện ổn định nền dưới móng quy ước.



8.4.5.1 Móng M1 – C52

❖ Xác định kích thước khối móng quy ước :

- Xác định góc truyền lực $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$, với φ_{tb} – góc ma sát trung bình của các lớp đất từ đáy đài cọc đến đáy móng quy ước :

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{11 \times 0.82^\circ + 10 \times 17.87^\circ + 1.4 \times 33^\circ}{11 + 10 + 1.4} = 11.4^\circ$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{11.4^\circ}{4} = 2.85^\circ$$

- Diện tích khối móng quy ước :

+ Bề rộng khối móng quy ước :

$$B_m = B_1 + 2 \times 22.4 \times \text{tg} 2.85^\circ \text{ với } B_1 = 4.4 - 0.4 = 4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow B_m = 6.3 \text{ (m).}$$

+ Chiều dài khối móng quy ước :

$$H_m = H_1 + 2 \times 22.4 \times \text{tg} 2.85^\circ \text{ với } H_1 = 4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow H_m = 6.3 \text{ (m).}$$

+ Diện tích khối móng quy ước :

$$F_m = H_m * B_m = 39.69 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Trọng lượng khối móng quy ước :

$$Q^m = G^{\text{khối móng}} + G^{\text{cọc}} = 1/3 * h * (S + s + \sqrt{S * s}) * 2 + 16 * 22.4 * 0.4 * 0.4 * 2.5$$

$$= 1/3 * 22.4 * (6.3 * 6.3 + 4 * 4 + 25.2) * 2 + 149.76 = 1411.6 \text{ (T)}.$$

- Trọng lượng tiêu chuẩn phần đài móng :

$$N^d = 2 * 19.36 * 2.5 = 96.8 \text{ (T)}.$$

- Tải trọng tiêu chuẩn đưa về đáy khối móng quy ước :

$$+ N_{\text{mqu}}^{\text{tác}} = N^{\text{tác}} + N^d + Q^m = 917.3 + 96.8 + 1411.6 = 2425.7 \text{ (T)}.$$

$$+ M_x^{\text{tác}} = M_{2x}^{\text{tác}} + Q_{3y}^{\text{tác}} * 22.4 = 53.8 + 25.6 * 22.4 = 652.8 \text{ (T.m)}.$$

$$+ M_y^{\text{tác}} = M_{3y}^{\text{tác}} + Q_{2x}^{\text{tác}} * 22.4 = 18.5 + 8.8 * 22.4 = 224.42 \text{ (T.m)}.$$

- Áp lực tại đáy khối móng quy ước :

$$+ P_{\text{max}}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tc}}}{F_m} + \frac{M_x^{\text{tc}}}{W_x} + \frac{M_y^{\text{tc}}}{W_y} = 61 + 15.8 + 5.4 = 82.2 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\text{min}}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tc}}}{F_m} - \frac{M_x^{\text{tc}}}{W_x} - \frac{M_y^{\text{tc}}}{W_y} = 61 - 15.8 - 5.4 = 39.8 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Cường độ đất nền :

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A * B_m * \gamma_{II} + B * H_m * \gamma'_{II} + D * C_{II})$$

- Với :

+ m_1, m_2 : hệ số điều kiện làm việc của nền và hệ số điều kiện làm việc của công trình có tác dụng qua lại với nền. m_1 phụ thuộc loại đất, tra bảng 2.2/65 sách Nền và Móng thầy Nguyễn Văn Quảng. Nền trong trường hợp này là cát trung chặt vừa -> $m_1 = 1.2$, m_2 phụ thuộc loại sơ đồ kết cấu, lấy $m_2 = 1$.

+ $K_{\text{tác}}$: hệ số tin cậy, với các giá trị chỉ tiêu cơ lý được lấy từ khảo sát, $K_{\text{tác}} = 1$.

+ A, B, C : các hệ số phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong φ của lớp nền ngay dưới đáy móng quy ước . Với lớp đất cát pha : $\varphi = 33^\circ$ -> A = 1.445; B = 6.78; D = 8.88.

+ B_m = cạnh bé đáy móng quy ước : 6.3 (m).

+ γ_{II} : giá trị tính toán dung trọng lớp đất dưới đáy móng : 1.81 (T/m³).

+ γ'_{II} : giá trị tính toán trung bình gia quyền dung trọng của các lớp đất từ đáy móng trở lên.

$$\gamma'_{II} = \frac{1 * 2 + 15 * 1.449 + 10 * 1.86 + 1.4 * 1.81}{27.4} = 1.64 \text{ (T/m}^3\text{)}.$$

+ C_{II} : lực dính dưới đáy khối móng quy ước : 0 (kG/cm²)

+ H_m : chiều sâu chôn đài móng tính từ đáy đài móng đến mặt đất tự nhiên: 5(m).

$$\rightarrow R = \frac{1.2 * 1}{1} * (1.445 * 6.3 * 1.81 + 6.78 * 5 * 1.64 + 8.88 * 0) = 86.5$$

(T/m²).

- Điều kiện ổn định :

$$+ P_{\text{tb}} = (P_{\text{max}}^{\text{tác}} + P_{\text{min}}^{\text{tác}}) / 2 = 61 \text{ (T/m}^2\text{)} < R = 86.5 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\text{max}} = 82.2 < 1.2 * R = 103.8 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\min} = 39.8 > 0.$$

-> Đất nền dưới đáy móng khối quy ước thỏa điều kiện ổn định.

8.4.5.2 Móng M2 – C29

❖ . Xác định kích thước khối móng quy ước :

- Xác định góc truyền lực $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$, với φ_{tb} – góc ma sát trung bình của các lớp đất từ đáy đài cọc đến đáy móng quy ước :

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{11 \times 0.82^\circ + 10 \times 17.87^\circ + 1.4 \times 33^\circ}{11 + 10 + 1.4} = 11.4^\circ$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{11.4^\circ}{4} = 2.85^\circ$$

- Diện tích khối móng quy ước :

+ Bề rộng khối móng quy ước :

$$B_m = B_1 + 2 \times 22.4 \times \text{tg} 2.85 \text{ với } B_1 = 6.8 - 0.4 = 6.4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow B_m = 8.7 \text{ (m)}.$$

+ Chiều dài khối móng quy ước :

$$H_m = H_1 + 2 \times 22.4 \times \text{tg} 2.85 \text{ với } H_1 = 6.4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow H_m = 8.7 \text{ (m)}.$$

+ Diện tích khối móng quy ước :

$$F_m = H_m \times B_m = 75.69 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Trọng lượng khối móng quy ước :

$$Q^m = G^{\text{khối móng}} + G^{\text{cọc}} = 1/3 \times h \times (S + s + \sqrt{S \times s}) \times 2 + 36 \times 22.4 \times 0.4 \times 0.4 \times 2.5$$

$$= 1/3 \times 22.4 \times (8.7 \times 8.7 + 6.4 \times 6.4 + 55.68) \times 2 + 336.96 = 3025.3 \text{ (T)}.$$

- Trọng lượng tiêu chuẩn phần đài móng :

$$N^d = 2 \times 46.24 \times 2.5 = 231.2 \text{ (T)}.$$

- Tải trọng tiêu chuẩn đưa về đáy khối móng quy ước :

$$+ N_{\text{mqu}}^{\text{tác}} = N^{\text{tác}} + N^d + Q^m = 2041.4 + 231.2 + 3025.3 = 5297.9 \text{ (T)}.$$

$$+ M_x^{\text{tác}} = M_{2x}^{\text{tác}} + Q_{3y}^{\text{tác}} \times 22.4 = 2.4 + 0.8 \times 22.4 = 21.12 \text{ (T.m)}.$$

$$+ M_y^{\text{tác}} = M_{3y}^{\text{tác}} + Q_{2x}^{\text{tác}} \times 22.4 = 4.1 + 1.1 \times 22.4 = 29.84 \text{ (T.m)}.$$

- Áp lực tại đáy khối móng quy ước :

$$+ P_{\max}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} + \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} + \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 70 + 0.2 + 0.3 = 70.5 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\min}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} - \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} - \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 70 - 0.2 - 0.3 = 69.5 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Cường độ đất nền :

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \times B_m \times \gamma_{II} + B \times H_m \times \gamma'_{II} + D \times C_{II})$$

- Với :

+ m_1, m_2 : hệ số điều kiện làm việc của nền và hệ số điều kiện làm việc của công trình có tác dụng qua lại với nền. m_1 phụ thuộc loại đất, tra bảng 2.2/65 sách Nền và Móng thầy Nguyễn Văn Quảng. Nền trong trường hợp này là cát trung chặt vừa $\rightarrow m_1 = 1.2$, m_2 phụ thuộc loại sơ đồ kết cấu, lấy $m_2 = 1$.

+ $K_{\text{tác}}$: hệ số tin cậy, với các giá trị chỉ tiêu cơ lý được lấy từ khảo sát, $K_{\text{tác}} = 1$.

+ A, B, C : các hệ số phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong φ của lớp nền ngay dưới đáy móng quy ước . Với lớp đất cát pha : $\varphi = 33^\circ \rightarrow A = 1.445$; $B = 6.78$; $D = 8.88$.

+ B_m = cạnh bé đáy móng quy ước : 8.7 (m).

+ γ_{II} : giá trị tính toán dung trọng lớp đất dưới đáy móng : 1.81 (T/m³).

+ γ'_{II} : giá trị tính toán trung bình gia quyền dung trọng của các lớp đất từ đáy móng trở lên.

$$\gamma'_{II} = \frac{1 \cdot 2 + 15 \cdot 1.449 + 10 \cdot 1.86 + 1.4 \cdot 1.81}{27.4} = 1.64 (\text{T/m}^3).$$

+ C_{II} : lực dính dưới đáy khối móng quy ước : 0 (kG/cm²)

+ H_m : chiều sâu chôn đài móng tính từ đáy đài móng đến mặt đất tự nhiên: 5(m).

$$\rightarrow R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} \cdot (1.445 \cdot 8.7 \cdot 1.81 + 6.78 \cdot 5 \cdot 1.64 + 8.88 \cdot 0) = 94.0 (\text{T/m}^2).$$

- Điều kiện ổn định :

$$+ P_{\text{tb}} = (P_{\text{max}}^{\text{tác}} + P_{\text{min}}^{\text{tác}}) / 2 = 70.0 (\text{T/m}^2) < R = 94.0 (\text{T/m}^2).$$

$$+ P_{\text{max}} = 70.5 < 1.2 \cdot R = 112.8 (\text{T/m}^2).$$

$$+ P_{\text{min}} = 69.5 > 0.$$

\rightarrow Đất nền dưới đáy móng khối quy ước thỏa điều kiện ổn định.

8.4.5.3 Móng M3 – C30

❖ . Xác định kích thước khối móng quy ước :

- Xác định góc truyền lực $\alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4}$, với φ_{tb} – góc ma sát trung bình của các lớp đất từ đáy đài cọc đến đáy móng quy ước :

$$\varphi_{\text{tb}} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{11 \times 0.82^\circ + 10 \times 17.87^\circ + 1.4 \times 33^\circ}{11 + 10 + 1.4} = 11.4^\circ$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{11.4^\circ}{4} = 2.85^\circ$$

- Diện tích khối móng quy ước :

+ Bề rộng khối móng quy ước :

$$B_m = B_1 + 2 \cdot 22.4 \cdot \text{tg} 2.85^\circ \text{ với } B_1 = 5.6 - 0.4 = 5.2 (\text{m})$$

$$\rightarrow B_m = 7.5 (\text{m}).$$

+ Chiều dài khối móng quy ước :

$$H_m = H_1 + 2 \cdot 22.4 \cdot \text{tg} 2.85^\circ \text{ với } H_1 = 5.2 (\text{m})$$

$$\rightarrow H_m = 7.5 (\text{m}).$$

+ Diện tích khối móng quy ước :

$$F_m = H_m \cdot B_m = 56.25 (\text{m}^2).$$

- Trọng lượng khối móng quy ước :

$$Q^m = G^{\text{khối móng}} + G^{\text{cọc}} = 1/3 \cdot h \cdot (S + s + \sqrt{S \cdot s}) \cdot 2 + 25 \cdot 22.4 \cdot 0.4 \cdot 0.4 \cdot 2.5 \\ = 1/3 \cdot 22.4 \cdot (7.5 \cdot 7.5 + 5.2 \cdot 5.2 + 39) \cdot 2 + 234 = 2141.7 (\text{T}).$$

- Trọng lượng tiêu chuẩn phần đài móng :
 $N^đ = 2 * 31.36 * 2.5 = 156.8 \text{ (T)}$.
- Tải trọng tiêu chuẩn đưa về đáy khối móng quy ước :
 - + $N_{mqu}^{tác} = N^{tác} + N^đ + Q^m = 1318.8 + 156.8 + 2141.7 = 3617.3 \text{ (T)}$.
 - + $M_x^{tác} = M_{2x}^{tác} + Q_{3y}^{tác} * 22.4 = 20 + 9.8 * 22.4 = 249.32 \text{ (T.m)}$.
 - + $Máy^{tác} = M_{3y}^{tác} + Q_{2x}^{tác} * 22.4 = 26.7 + 12.9 * 22.4 = 328.56 \text{ (T.m)}$.
- Áp lực tại đáy khối móng quy ước :
 - + $P_{max}^{tác} = \frac{N^{tc}}{F_m} + \frac{M_x^{tc}}{W_x} + \frac{M_y^{tc}}{W_y} = 64.3 + 3.5 + 4.7 = 72.5 \text{ (T/m}^2\text{)}$.
 - + $P_{min}^{tác} = \frac{N^{tc}}{F_m} - \frac{M_x^{tc}}{W_x} - \frac{M_y^{tc}}{W_y} = 64.3 - 3.5 - 4.7 = 56.1 \text{ (T/m}^2\text{)}$.
- Cường độ đất nền :

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A * B_m * \gamma_{II} + B * H_m * \gamma'_{II} + D * C_{II})$$

- Với :
 - + m_1, m_2 : hệ số điều kiện làm việc của nền và hệ số điều kiện làm việc của công trình có tác dụng qua lại với nền. m_1 phụ thuộc loại đất, tra bảng 2.2/65 sách Nền và Móng thầy Nguyễn Văn Quảng. Nền trong trường hợp này là cát trung chặt vừa -> $m_1 = 1.2$, m_2 phụ thuộc loại sơ đồ kết cấu, lấy $m_2 = 1$.
 - + $K_{tác}$: hệ số tin cậy, với các giá trị chỉ tiêu cơ lý được lấy từ khảo sát, $K_{tác} = 1$.
 - + A, B, C : các hệ số phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong φ của lớp nền ngay dưới đáy móng quy ước . Với lớp đất cát pha : $\varphi = 33^\circ$ -> $A = 1.445$; $B = 6.78$; $D = 8.88$.
 - + B_m = cạnh bé đáy móng quy ước : 7.5 (m).
 - + γ_{II} : giá trị tính toán dung trọng lớp đất dưới đáy móng : 1.81 (T/m³).
 - + γ'_{II} : giá trị tính toán trung bình gia quyền dung trọng của các lớp đất từ đáy móng trở lên.
 $\gamma'_{II} = \frac{1 * 2 + 15 * 1.449 + 10 * 1.86 + 1.4 * 1.81}{27.4} = 1.64 \text{ (T/m}^3\text{)}$.
 - + C_{II} : lực dính dưới đáy khối móng quy ước : 0 (kG/cm²)
 - + H_m : chiều sâu chôn đài móng tính từ đáy đài móng đến mặt đất tự nhiên: 5(m).
- > $R = \frac{1.2 * 1}{1} * (1.445 * 7.5 * 1.81 + 6.78 * 5 * 1.64 + 8.88 * 0) = 90.3 \text{ (T/m}^2\text{)}$.

- Điều kiện ổn định :

- + $P_{tb} = (P_{max}^{tác} + P_{min}^{tác}) / 2 = 64.3 \text{ (T/m}^2\text{)} < R = 90.3 \text{ (T/m}^2\text{)}$.
- + $P_{max} = 72.5 < 1.2 * R = 108.4 \text{ (T/m}^2\text{)}$.
- + $P_{min} = 56.1 > 0$.
- > Đất nền dưới đáy móng khối quy ước thỏa điều kiện ổn định.

8.4.6 TÍNH LÚN

- Tính lún là tính toán biến dạng nền theo TTGH2.
- Chỉ tính toán độ lún của móng cọc ma sát, với móng cọc chống vì biến dạng bé nên không vượt quá giới hạn cho phép, không cần kiểm tra.
- Sử dụng giá trị tiêu chuẩn của tải trọng để tính toán độ lún của nền bên dưới đáy khối móng quy ước.

8.4.6.1 Móng M1 – C52

- Tính toán áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước :

$$z^{gl} = p^{tác} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = \frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i .$$

- Với :
 - + z^{gl} : áp lực gây lún cho nền tại độ sâu z.
 - + $N_{mqu}^{tác}$: lực nén tiêu chuẩn tại đáy khối móng quy ước do công trình, đài móng và móng khối quy ước gây ra : $N_{mqu}^{tác} = N^{tác} + N^d + Q^m = 2425.7$ (T).

- + F_m : diện tích đáy móng khối quy ước : $F_m = 39.69$ (m²).

$$\frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} = \frac{2425.7}{39.69} = 61 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- + $\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$: ứng suất tại đáy móng quy ước do tải trọng bản thân các lớp đất gây ra khi chưa có công trình.

- + i : dung trọng lớp đất thứ i có chiều dày h_i .

- + n : số lớp đất trong phạm vi từ mũi cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 1*2 + 15*1.449 + 10*1.86 + 1.4*1.81 = 46.7 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Ứng suất gây lún tại đáy móng quy ước:

$$z^{gl} = p^{tác} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 61 - 46.7 = 14.3 \text{ (T/m}^2\text{)} > 1/5 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 9.34 : \text{ tính lún}$$

theo phương pháp phân tầng cộng lún.

- Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

- Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của khối móng quy ước trên nền thiên nhiên.

- Chia các lớp đất dưới đáy móng quy ước thành những lớp có chiều dày h_i bằng nhau và $\leq 0.25*B_m = 0.25*6.3 = 1.575$ (m).

Chọn $h_i = 1$ (m).

- Chia đáy móng thành 4 hình chữ nhật kích thước bằng nhau (1.575 x 1.575)m.

- Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng. có độ sâu z kể từ đáy móng:

- + Ứng suất gây lún tại điểm giữa thay đổi theo độ sâu – giảm dần :

$$\tilde{\sigma}_z^{gl} = 4.k_g \cdot \sigma_{z=0}^{gl} . \text{ với } k_g = f\left(\frac{l'}{b}; \frac{z}{b'}\right)$$

- + Ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra:

$$\tilde{\sigma}^{bt} = 46.7 + 1.81*z$$

- Bảng phân bố ứng suất dưới đáy khối móng quy ước

| Vị trí | z (m) | L_m/B_m | z/B_m | K_g | $\tilde{\gamma}_z^{gl}$ (T/m ²) | $\tilde{\gamma}^{bt}$ (T/m ²) | $\tilde{\gamma}^{bt}/\tilde{\gamma}_z^{gl}$ |
|--------|-------|-----------|---------|--------|--|--|---|
| 0 | 0 | 1 | 0.00 | 0.2500 | 14.30 | 46.70 | 3.27 |
| 1 | 1 | 1 | 0.16 | 0.2489 | 14.24 | 48.51 | 3.41 |
| 2 | 2 | 1 | 0.32 | 0.2435 | 13.93 | 50.32 | 3.61 |
| 3 | 3 | 1 | 0.48 | 0.2332 | 13.34 | 52.13 | 3.91 |
| 4 | 4 | 1 | 0.63 | 0.2194 | 12.55 | 53.94 | 4.30 |
| 5 | 5 | 1 | 0.79 | 0.2010 | 11.50 | 55.75 | 4.85 |
| 6 | 6 | 1 | 0.95 | 0.1813 | 10.37 | 57.56 | 5.55 |

- Tại đáy lớp thứ 6 tính từ đáy móng quy ước có $\tilde{\gamma}_{bt}/\tilde{\gamma}_z^{gl} > 5$, ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, ta tính lún cho 6 lớp trên.

- Công thức tính lún :

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \beta_i \frac{h_i}{E} \sigma_{tb}^{gl}, \quad n = 6.$$

- Với:

$$+ \sigma_{tb}^{gl} = \frac{\sigma_{i-1}^{gl} + \sigma_i^{gl}}{2} : \text{ ứng suất gây lún trung bình tại giữa lớp đất đang}$$

xét.

+ E : Module tổng biến dạng được lấy từ thí nghiệm nén lún không nở hông. ở lớp đất 4 có $E = 2400 \text{ T/m}^2$.

+ $\beta_i = 0.8$: hệ số không thứ nguyên để hiệu chỉnh cho sơ đồ tính toán đã đơn giản hóa. lấy cho mọi trường hợp.

$$+ h_i = 1 \text{ (m)}.$$

- Bảng tính lún cho khối móng quy ước :

| Lớp | Chiều dày (m) | $\tilde{\gamma}_{tb}^{gl}$ (T/m ²) | E (T/m ²) | i | S_i (cm) |
|--|------------------|---|--------------------------|-----|---------------|
| 1 | 1 | 14.27 | 2400 | 0.8 | 0.48 |
| 2 | 1 | 14.08 | 2400 | 0.8 | 0.47 |
| 3 | 1 | 13.63 | 2400 | 0.8 | 0.45 |
| 4 | 1 | 12.94 | 2400 | 0.8 | 0.43 |
| 5 | 1 | 12.02 | 2400 | 0.8 | 0.40 |
| 6 | 1 | 10.93 | 2400 | 0.8 | 0.36 |
| $S = 2.6 \text{ (cm)} < 8 \text{ (cm)} : \text{điều kiện lún thỏa.}$ | | | | | |

8.4.6.2 Móng M2 – C29

- Tính toán áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước :

$$z^{gl} = p^{tác} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = \frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i.$$

- Với :
 - + z^{gl} : áp lực gây lún cho nền tại độ sâu z.
 - + $N_{mqu}^{tác}$: lực nén tiêu chuẩn tại đáy khối móng quy ước do công trình, đài móng và móng khối quy ước gây ra : $N_{mqu}^{tác} = N^{tác} + N^d + Q^m = 5297.9$ (T).

- + F_m : diện tích đáy móng khối quy ước : $F_m = 75.69$ (m²).

$$\frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} = \frac{5297.9}{75.69} = 70 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- + $\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$: ứng suất tại đáy móng quy ước do tải trọng bản thân các lớp đất gây ra khi chưa có công trình.

- + i : dung trọng lớp đất thứ i có chiều dày h_i .

- + n : số lớp đất trong phạm vi từ mũi cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 1*2 + 15*1.449 + 10*1.86 + 1.4*1.81 = 46.7 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Ứng suất gây lún tại đáy móng quy ước:

$$z^{gl} = p^{tác} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 70 - 46.7 = 23.3 \text{ (T/m}^2\text{)} > 1/5 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 9.34 : \text{ tính lún}$$

theo phương pháp phân tầng cộng lún.

- Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

- Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của khối móng quy ước trên nền thiên nhiên.

- Chia các lớp đất dưới đáy móng quy ước thành những lớp có chiều dày h_i bằng nhau và $\leq 0.25*B_m = 0.25*8.7 = 2.175$ (m).

Chọn $h_i = 2$ (m).

- Chia đáy móng thành 4 hình chữ nhật kích thước bằng nhau (2.175 x 2.175)m.

- Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng. có độ sâu z kể từ đáy móng:

- + Ứng suất gây lún tại điểm giữa thay đổi theo độ sâu – giảm dần :

$$\tilde{i}_z^{gl} = 4.k_g \cdot \sigma_{z=0}^{gl} \cdot \text{với } k_g = f\left(\frac{l'}{b'}; \frac{z}{b'}\right)$$

- + Ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra:

$$\tilde{i}^{bt} = 46.7 + 1.81*z$$

- Bảng phân bố ứng suất dưới đáy khối móng qui ước

| Vị trí | z (m) | L_m/B_m | z/B_m | K_g | \tilde{i}_z^{gl} (T/m ²) | \tilde{i}^{bt} (T/m ²) | $\tilde{i}^{bt}/\tilde{i}_z^{gl}$ |
|--------|-------|-----------|---------|--------|---|---|-----------------------------------|
| 0 | 0 | 1 | 0.00 | 0.2500 | 23.30 | 46.70 | 2.00 |
| 1 | 2 | 1 | 0.32 | 0.2435 | 22.69 | 50.32 | 2.22 |

| | | | | | | | |
|---|----|---|------|--------|-------|-------|------|
| 2 | 4 | 1 | 0.63 | 0.2194 | 20.45 | 53.94 | 2.64 |
| 3 | 6 | 1 | 0.95 | 0.1813 | 16.90 | 57.56 | 3.41 |
| 4 | 8 | 1 | 1.27 | 0.1443 | 13.45 | 61.18 | 4.55 |
| 5 | 10 | 1 | 1.59 | 0.1132 | 10.55 | 64.80 | 6.14 |

- Tại đáy lớp thứ 5 tính từ đáy móng quy ước có $\tilde{i}_{tb} / \tilde{i}_z^{gl} > 5$, ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, ta tính lún cho 5 lớp trên.

- Công thức tính lún :

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \beta_i \frac{h_i}{E} \sigma_{tb}^{gl}, \quad n = 5.$$

- Với:

+ $\sigma_{tb}^{gl} = \frac{\sigma_{i-1}^{gl} + \sigma_i^{gl}}{2}$: ứng suất gây lún trung bình tại giữa lớp đất đang xét.

+ E : Module tổng biến dạng được lấy từ thí nghiệm nén lún không nở hông. ở lớp đất 4 có $E = 2400 \text{T/m}^2$.

+ $\beta_i = 0.8$: hệ số không thứ nguyên để hiệu chỉnh cho sơ đồ tính toán đã đơn giản hóa. lấy cho mọi trường hợp.

+ $h_i = 2$ (m).

- Bảng tính lún cho khối móng quy ước :

| Lớp | Chiều dày (m) | \tilde{i}_{tb}^{gl} (T/m ²) | E (T/m ²) | i | S _i (cm) |
|-----|---------------|---|-----------------------|-----|---------------------|
| 1 | 2 | 23.00 | 2400 | 0.8 | 1.53 |
| 2 | 2 | 21.57 | 2400 | 0.8 | 1.44 |
| 3 | 2 | 18.67 | 2400 | 0.8 | 1.24 |
| 4 | 2 | 15.17 | 2400 | 0.8 | 1.01 |
| 5 | 2 | 12.00 | 2400 | 0.8 | 0.80 |

$S = 6.03$ (cm) < 8 (cm) : điều kiện lún thỏa.

8.4.6.3 Móng M3 – C30

- Tính toán áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước :

$$p_z^{gl} = p^{tác} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = \frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i.$$

- Với :

+ p_z^{gl} : áp lực gây lún cho nền tại độ sâu z.

+ $N_{mqu}^{tác}$: lực nén tiêu chuẩn tại đáy khối móng quy ước do công trình, đài móng và móng khối quy ước gây ra : $N_{mqu}^{tác} = N^{tác} + N^d + Q^m = 3617.3$ (T).

+ F_m : diện tích đáy móng khối quy ước : $F_m = 56.25$ (m²).

$$\frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} = \frac{3617.3}{56.25} = 64.3 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

+ $\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$: ứng suất tại đáy móng quy ước do tải trọng bản thân các lớp

đất gây ra khi chưa có công trình.

+ i : dung trọng lớp đất thứ i có chiều dày h_i .

+ n : số lớp đất trong phạm vi từ mũi cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 1*2 + 15*1.449 + 10*1.86 + 1.4*1.81 = 46.7 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Ứng suất gây lún tại đáy móng quy ước:

$$z^{gl} = p^{tác} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 64.3 - 46.7 = 17.6 \text{ (T/m}^2\text{)} > 1/5 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 9.34 : \text{ tính}$$

lún theo phương pháp phân tầng cộng lún.

- Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

- Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của khối móng quy ước trên nền thiên nhiên.

- Chia các lớp đất dưới đáy móng quy ước thành những lớp có chiều dày h_i bằng nhau và $\leq 0.25*B_m = 0.25*7.5 = 1.875 \text{ (m)}$.

Chọn $h_i = 1 \text{ (m)}$.

- Chia đáy móng thành 4 hình chữ nhật kích thước bằng nhau (1.875 x 1.875)m.

- Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng. có độ sâu z kể từ đáy móng:

+ Ứng suất gây lún tại điểm giữa thay đổi theo độ sâu – giảm dần :

$$\tilde{i}_z^{gl} = 4.k_g \cdot \sigma_{z=0}^g \cdot \text{với } k_g = f\left(\frac{l'}{b'}, \frac{z}{b'}\right)$$

+ Ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra:

$$\tilde{i}^{bt} = 46.7 + 1.81*z$$

- Bảng phân bố ứng suất dưới đáy khối móng qui ước

| Vị trí | $z \text{ (m)}$ | L_m/B_m | z/B_m | K_g | $\tilde{i}_z^{gl} \text{ (T/m}^2\text{)}$ | $\tilde{i}^{bt} \text{ (T/m}^2\text{)}$ | $\tilde{i}^{bt}/\tilde{i}_z^{gl}$ |
|--------|-----------------|-----------|---------|--------|---|---|-----------------------------------|
| 0 | 0 | 1 | 0.00 | 0.2500 | 17.60 | 46.70 | 2.65 |
| 1 | 1 | 1 | 0.16 | 0.2489 | 17.52 | 48.51 | 2.77 |
| 2 | 2 | 1 | 0.32 | 0.2435 | 17.14 | 50.32 | 2.94 |
| 3 | 3 | 1 | 0.48 | 0.2332 | 16.42 | 52.13 | 3.18 |
| 4 | 4 | 1 | 0.63 | 0.2194 | 15.45 | 53.94 | 3.49 |
| 5 | 5 | 1 | 0.79 | 0.2010 | 14.15 | 55.75 | 3.94 |
| 6 | 6 | 1 | 0.95 | 0.1813 | 12.76 | 57.56 | 4.51 |
| 7 | 7 | 1 | 1.11 | 0.1622 | 11.42 | 59.37 | 5.20 |

- Tại đáy lớp thứ 7 tính từ đáy móng quy ước có $\tilde{i}_{bt}/\tilde{i}_z^{gl} > 5$, ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, ta tính lún cho 7 lớp trên.

- Công thức tính lún :

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \beta_i \frac{h_i}{E} \sigma_{tb}^{gl}, \quad n = 7.$$

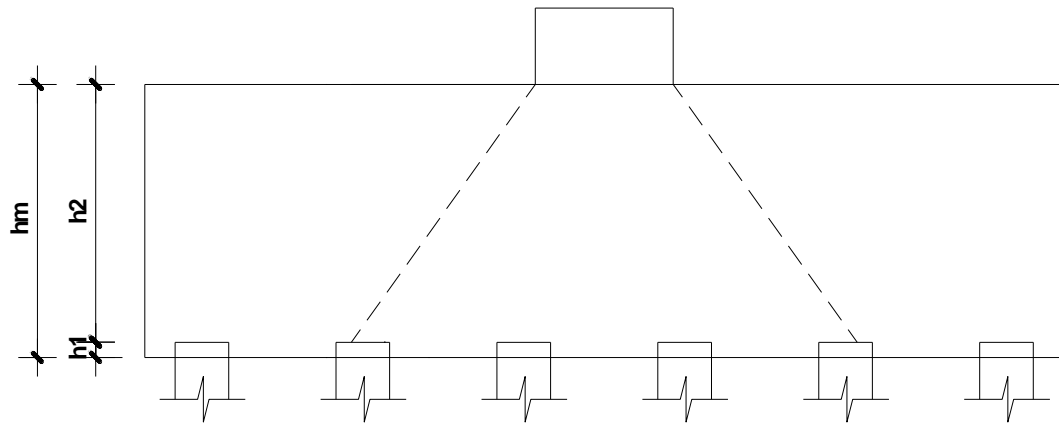
- Với:
 - + $\sigma_{tb}^{gl} = \frac{\sigma_{i-1}^{gl} + \sigma_i^{gl}}{2}$: ứng suất gây lún trung bình tại giữa lớp đất đang xét.
 - + E : Module tổng biến dạng được lấy từ thí nghiệm nén lún không nở hông. ở lớp đất 4 có $E = 2400 \text{T/m}^2$.
 - + $\beta_i = 0.8$: hệ số không thứ nguyên để hiệu chỉnh cho sơ đồ tính toán đã đơn giản hóa. lấy cho mọi trường hợp.
 - + $h_i = 1$ (m).
- Bảng tính lún cho khối móng quy ước :

| Lớp | Chiều dày (m) | $\tilde{\sigma}_{tb}^{gl}$ (T/m ²) | E (T/m ²) | i | S _i (cm) |
|---|---------------|--|-----------------------|-----|---------------------|
| 1 | 1 | 17.56 | 2400 | 0.8 | 0.59 |
| 2 | 1 | 17.33 | 2400 | 0.8 | 0.58 |
| 3 | 1 | 16.78 | 2400 | 0.8 | 0.56 |
| 4 | 1 | 15.93 | 2400 | 0.8 | 0.53 |
| 5 | 1 | 14.80 | 2400 | 0.8 | 0.49 |
| 6 | 1 | 13.46 | 2400 | 0.8 | 0.45 |
| 7 | 1 | 12.09 | 2400 | 0.8 | 0.40 |
| S = 3.6 (cm) < 8 (cm) : điều kiện lún thỏa. | | | | | |

8.4.7 TÍNH ĐI CỌC

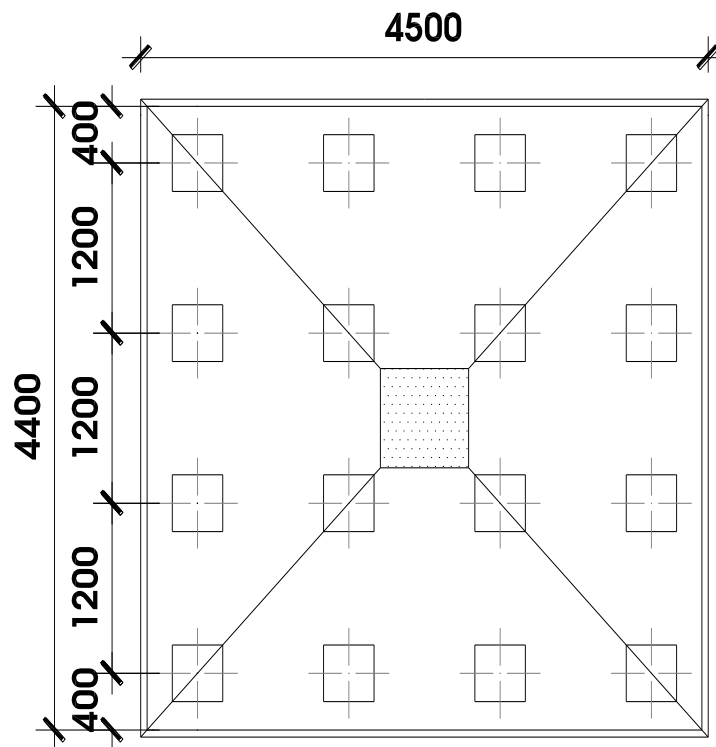
8.4.7.1 Kiểm tra khả năng chống chọc thủng đài cọc

- Tác nhân gây chọc thủng đài cọc : phản lực do các cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng. Nếu tất cả các cọc trong đài đều bị bao trùm hoàn toàn bởi đáy tháp chọc thủng thì không cần kiểm tra.
- Tháp chọc thủng : xuất phát từ mép cột và mở rộng về 4 phía 1 góc 45^0 .
- Kích thước đáy tháp chọc thủng :
 - + $B = b_c + 2 * h_2$
 - + $L = l_c + 2 * h_2$
- Với :
 - + b_c, l_c : chiều rộng và chiều cao cột.
 - + h_2 là đoạn chiều cao đài từ mặt trên đài đến đầu cọc ngàm vào đài $h_2 = 2 - 0.1 = 1.9$ (m).



❖ Móng M1 – C52 :

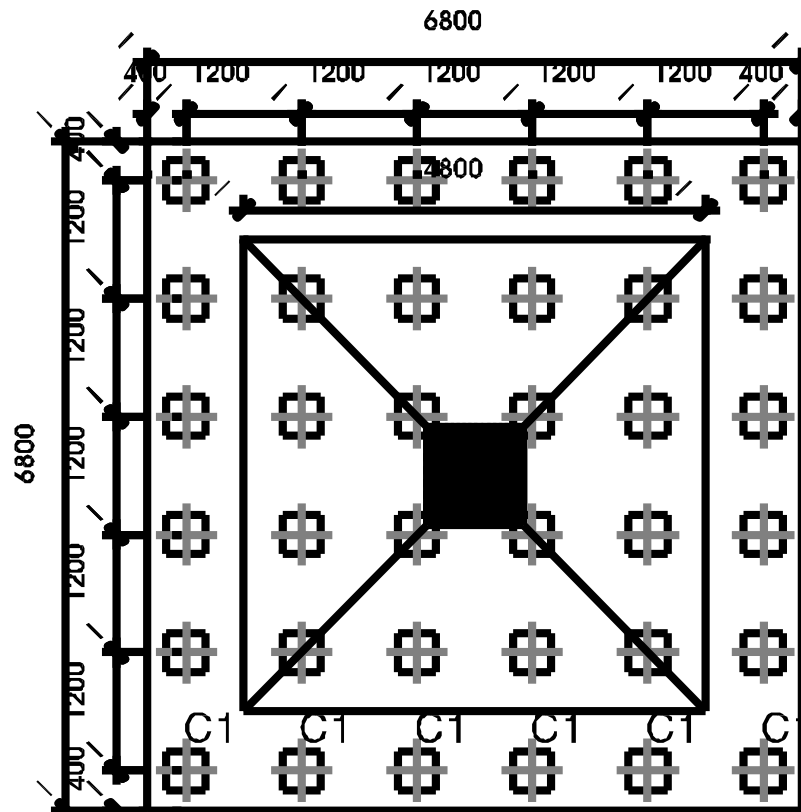
- Tiết diện cột C52 : 70x70 (cm).
- Kích thước đáy tháp chọc thủng :
 - + $B = b_c + 2h_2 = 70 + 2 * 190 = 450$ (cm).
 - + $L = l_c + 2h_2 = 70 + 2 * 190 = 450$ (cm).

**MÓNG M1 – C52**

- Lãng thể chọc thủng bao trùm hết trục các cọc : do đó không có hiện tượng chọc thủng đài

❖ Móng M2 – C29 :

- Tiết diện cột C29 : 100x100 (cm).
- Kích thước đáy tháp chọc thủng :
 - + $B = b_c + 2h_2 = 100 + 2 * 190 = 480$ (cm).
 - + $L = l_c + 2h_2 = 100 + 2 * 190 = 480$ (cm).



MÓNG M2 – C29

- Số cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng :

Với những cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng, sử dụng phản lực đầu cọc làm lực gây chọc thủng tính toán. Với những cọc có 1 phần nằm ngoài đáy tháp, ta tính diện tích nằm ngoài và phản lực của phần cọc đó.

- Phản lực đầu cọc tính toán :

$$+ \sum y_i^2 = \sum x_i^2 = (1.2/2)^2 * 12 + (1.2 * 1.5)^2 * 12 + (1.2 * 2.5)^2 * 12 = 151.2 \text{ (m}^2\text{)}.$$

$$+ \text{Cọc C1 : } P_1 = \frac{2347.7 + 1.15 * 46.24 * 2 * 2}{36} + \frac{1.03}{151.2}^3 + \frac{2.11}{151.2}^3 = 72 \text{ (T)}.$$

- Tổng phản lực lên đài móng : $P_{ct} = 6 * 72 = 432 \text{ (T)}$.
- Kiểm tra khả năng chống chọc thủng đài theo công thức :

$$h_2 \geq \frac{P_{ct}}{0.75 * R_{bt} * b_{tb}}$$

- Với :

+ P_{ct} : lực gây chọc thủng = tổng phản lực các đầu cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng : 432 (T).

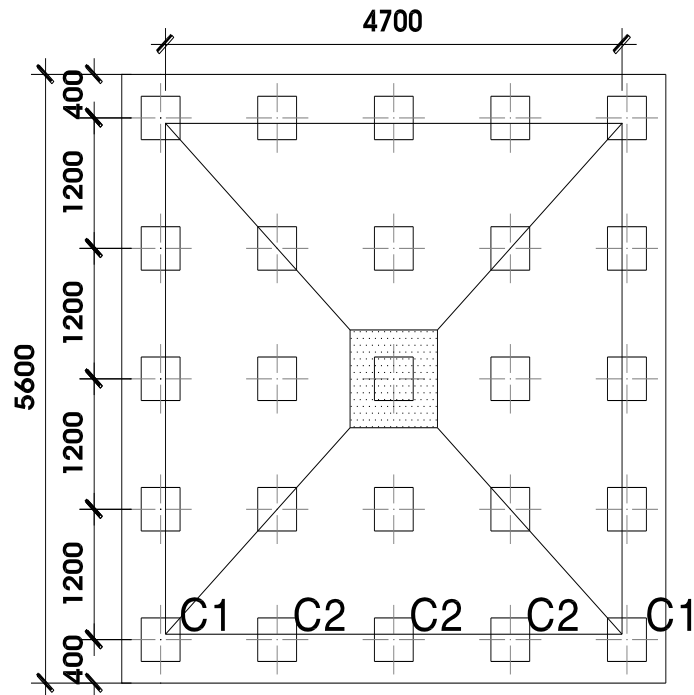
+ b_{tb} : b_{tb} với đài hình chữ nhật là trung bình cộng cạnh ngắn đáy trên và đáy dưới tháp chọc thủng, $b_{tb} = b_c + B = (100 + 480)/2 = 290 \text{ (cm)}$.

+ R_{bt} : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông : 9 kG/cm².

$$\rightarrow \frac{P_{ct}}{0.75 * R_{bt} * b_{tb}} = \frac{432000}{0.75 * 9 * 290} = 189 \text{ (cm)} < h_2 = 190 \text{ (cm)}.$$

\rightarrow Chiều cao đài $h_m = 2 \text{ m}$ thỏa điều kiện chọc thủng.

- ❖ Móng M3 – C30 :
- Tiết diện cột C30 : 90x90 (cm).
- Kích thước đáy tháp chọc thủng :
 - + $B = b_c + 2h_2 = 90 + 2 * 190 = 470$ (cm).
 - + $L = l_c + 2h_2 = 90 + 2 * 190 = 470$ (cm).



MÓNG M3 – C30

- Số cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng :
- Với những cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng, sử dụng phản lực đầu cọc làm lực gây chọc thủng tính toán. Với những cọc có 1 phần nằm ngoài đáy tháp, ta tính diện tích nằm ngoài và phản lực của phần cọc đó.

- Phản lực đầu cọc tính toán :
 - + $\sum y_i^2 = \sum x_i^2 = (1.2)^2 * 10 + (1.2 * 2)^2 * 10 = 72$ (m²).
 - + Cọc C1, C2 : $P = \frac{1516.6 + 144.256}{25} + \frac{0.595}{72} * 2.4 + \frac{0.856}{72} * 2.4 = 67$ (T).

| Cọc | F_c (m ²) | P_c (T) | P (T) |
|-----|----------------------------|--------------|----------|
| C1 | 0.1375 | 67 | 57.6 |
| C2 | 0.1000 | 67 | 41.9 |

- Tổng phản lực lên đài móng : $P_{ct} = 2 * 57.6 + 3 * 41.9 = 240.9$ (T).
- Kiểm tra khả năng chống chọc thủng đài theo công thức :

$$h_2 \geq \frac{P_{ct}}{0.75 * R_{bt} * b_{tb}}$$

- Với :
 - + P_{ct} : lực gây chọc thủng = tổng phản lực các đầu cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng : 240.9 (T).

+ b_{tb} : b_{tb} với đài hình chữ nhật là trung bình cộng cạnh ngắn đáy trên và đáy dưới tháp chọc thủng, $b_{tb} = b_c + B = (90 + 470)/2 = 280$ (cm).

+ R_{bt} : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông : 9 kG/cm^2 .

$$\rightarrow \frac{P_{ct}}{0.75 * R_{bt} * b_{tb}} = \frac{240900}{0.75 * 9 * 280} = 109 \text{ (cm)} < h_2 = 190 \text{ (cm)}.$$

\rightarrow Chiều cao đài $h_m = 2$ m thỏa điều kiện chọc thủng.

8.4.7.2 Tính toán cốt thép đài cọc

- Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột.

- Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i$$

- Với :

+ r_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.

+ P_i : phản lực đầu cọc thứ i .

- Diện tích cốt thép tính theo công thức :

$$F_a = \frac{M}{0.9 * h_0 * R_s}$$

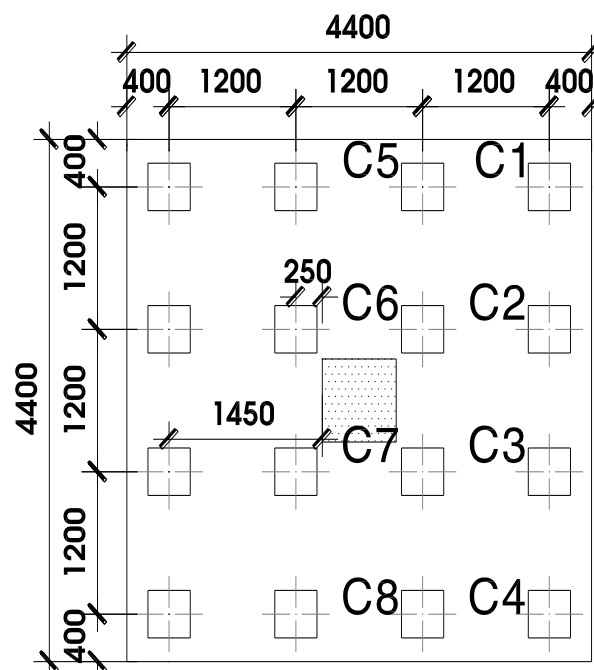
- Với :

+ h_0 : chiều cao làm việc chịu uốn của đài .

+ R_s : cường độ tính toán cốt thép : $3650 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$.

- Vì các đài cọc tính toán có tiết diện vuông, và nội lực chủ yếu phân bố cho cọc là N^{tt} , còn ảnh hưởng của M_{2x}^{tt} và M_{3y}^{tt} là không nhiều, do đó để an toàn và tiện tính toán ta tính phản lực đầu cọc theo P_{max} (giá trị tương đương với $N^{tt}/(\text{số cọc})$) bố trí thép theo một phương còn phương kia tương tự.

❖ Móng M1 – C52 :



- Phản lực đầu cọc tính toán :
 - + Cọc C1,C2,C3,C4 : $P = \frac{1054.9 + 89.056}{16} + \frac{2.906}{28.8} 1.8 + \frac{0.985}{28.8} 1.8 = 72 \text{ (T)}$.
 - + Cọc C5,C6,C7,C8 : $P = \frac{1054.9 + 89.056}{16} + \frac{2.906}{28.8} 0.6 + \frac{0.985}{28.8} 0.6 = 71 \text{ (T)}$.
- Momen tại mặt ngàm quanh trục y : Máy do nhóm cọc C1,2,3,4,5,6,7,8 gây ra

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 4 * 72 * 1.45 + 4 * 71 * 0.25 = 488.6 \text{ (T.m)}$$

- Momen tại mặt ngàm quanh trục x :

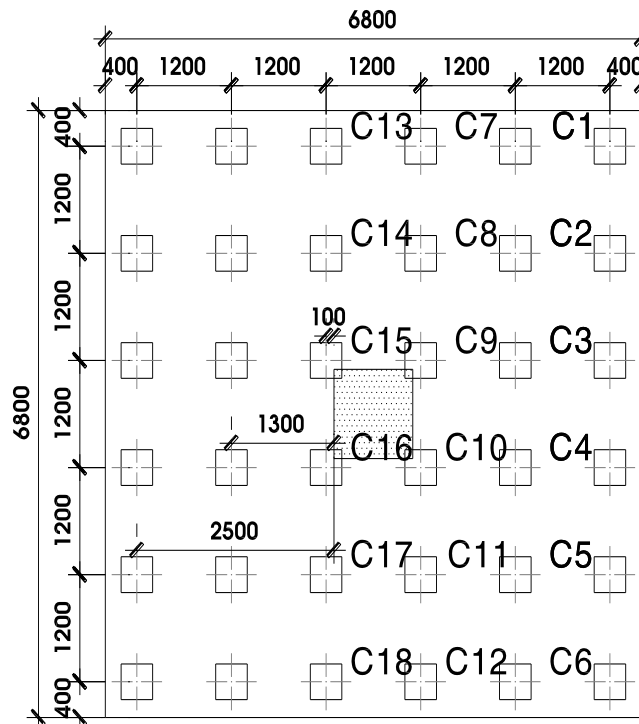
$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 488.6 \text{ (T.m)}$$

- Diện tích cốt thép do Máy và M_x :

$$F_a = \frac{M_y}{0.9 * h_0 * R_s} = \frac{48860000}{0.9 * 185 * 3650} = 80.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 22 ϕ 22a200 : $F_{ac} = 83.6 \text{ (cm}^2\text{)}$.

- ❖ Móng M2 – C29 :



- Phản lực đầu cọc tính toán :
 - + Cọc C1,C2,C3,C4,C5,C6 :

$$P = \frac{2347.7 + 1.15 * 46.24 * 2 * 2}{36} + \frac{1.03}{151.2} 3 + \frac{2.11}{151.2} 3 = 72 \text{ (T)}$$

- + Cọc C7,C8,C9,C10,C11,C12 :

$$P = \frac{2347.7 + 1.15 * 46.24 * 2 * 2}{36} + \frac{1.03}{151.2} 1.8 + \frac{2.11}{151.2} 1.8 = 71.5 \text{ (T)}.$$

+ Cọc C13,C14,C15,C16,C17,C18 :

$$P = \frac{2347.7 + 1.15 * 46.24 * 2 * 2}{36} + \frac{1.03}{151.2} 0.6 + \frac{2.11}{151.2} 0.6 = 71 \text{ (T)}.$$

- Momen tại mặt ngàm quanh trục y : Máy do nhóm cọc C1 -> C18 gây ra

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 6 * 72 * 2.5 + 6 * 71.5 * 1.3 + 6 * 71 * 0.1 = 1680.3 \text{ (T.m)}.$$

- Momen tại mặt ngàm quanh trục x :

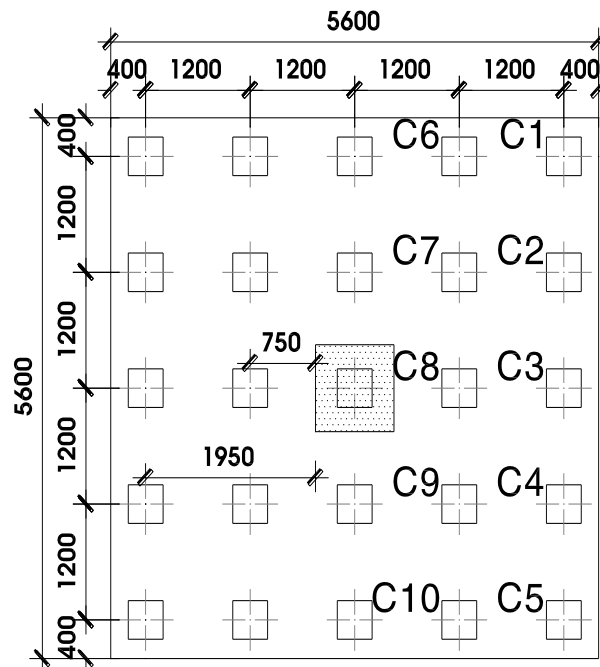
$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 1680.3 \text{ (T.m)}.$$

- Diện tích cốt thép do Máy và M_x :

$$F_a = \frac{M_y}{0.9 * h_0 * R_s} = \frac{168030000}{0.9 * 185 * 3650} = 276 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Chọn 45 ϕ 28a150 : $F_{ac} = 277.2 \text{ (cm}^2\text{)}.$

❖ Móng M3 – C30 :



- Phản lực đầu cọc tính toán :

$$+ \text{ Cọc C1,C2,C3,C4,C5 : } P = \frac{1516.6 + 144.256}{25} + \frac{0.595}{72} 2.4 + \frac{0.856}{72} 2.4 = 67$$

(T).

$$+ \text{Cọc C6,C7,C8,C9,C10:P} = \frac{1516.6+144.256}{25} + \frac{0.595}{72} \cdot 1.2 + \frac{0.856}{72} \cdot 1.2 = 66$$

(T).

- Momen tại mặt ngàm quanh trục y : Máy do nhóm cọc C1 -> C10 gây ra

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 5 \cdot 67 \cdot 1.95 + 5 \cdot 66 \cdot 0.75 = 900.7 \text{ (T.m.)}$$

- Momen tại mặt ngàm quanh trục x :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 900.7 \text{ (T.m.)}$$

- Diện tích cốt thép do Máy và M_x :

$$F_a = \frac{M_y}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{90070000}{0.9 \cdot 185 \cdot 3650} = 148.2 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Chọn 28 ϕ 28a200 : $F_{ac} = 172.4 \text{ (cm}^2\text{)}$.

8.5 THIẾT KẾ MÓNG CỌC KHOAN NHỒI

8.5.1 MỘT VÀI ĐẶC ĐIỂM MÓNG CỌC KHOAN NHỒI

a. Ưu điểm

- Khả năng chịu tải trọng lớn, sức chịu tải của cọc khoan nhồi có thể đạt đến ngàn tấn nên thích hợp với các công trình nhà ở cao tầng, các công trình có tải trọng tương đối lớn.

- Quá trình thi công không gây ảnh hưởng chấn động đến các công trình xung quanh, thích hợp cho việc xây chen ở các đô thị lớn, khắc phục được các nhược điểm trong điều kiện thi công hiện nay.

- Có khả năng thi công cọc khi qua các lớp đất cứng hoặc các lớp đất khó thi công ép cọc như cát chặt.

- Có khả năng mở rộng đường kính và chiều dài cọc đến mức tối đa. Trong điều kiện thi công cho phép, có thể mở rộng đáy cọc với các hình dạng khác nhau như các nước phát triển đã thử nghiệm .

b. Nhược điểm :

- Tính kinh tế của cọc khoan nhồi thay đổi theo quy mô công trình. Đối với những công trình là nhà cao tầng không lớn lắm, kinh phí xây dựng nền móng thường lớn hơn 2-2.5 khi so sánh với các cọc ép. Tuy nhiên nếu số lượng tầng lớn hơn dẫn đến tải trọng công trình lớn thì giải pháp cọc khoan nhồi lại trở thành giải pháp hợp lý, đặc biệt là những công trình có điều kiện địa chất địa tầng bên dưới tương đối phức tạp, lớp đất yếu dày và lớp đất tốt nằm khá sâu.

- Công nghệ thi công đòi hỏi kỹ thuật thuật cao, để tránh các hiện tượng phân tầng khi đổ bê tông dưới nước có áp, các dòng thấm lớn hoặc dài qua các lớp đất yếu có chiều dày lớn(các loại bùn, các loại hạt cát nhỏ, các bụi bão hoà thấm nước).

- Biện pháp kiểm soát chất lượng bê tông trong cọc thường phức tạp gây nhiều TOÁN kém khi thực thi chủ yếu sử dụng phương pháp thử tĩnh, và siêu âm một số cọc thử để kiểm tra chất lượng bê tông cọc

- Việc khối lượng bê tông thất thoát trong quá trình thi công do thành lỗ khoan không bảo đảm và dễ bị sập hố khoan trước khi đổ bê tông gây ảnh hưởng xấu đến chất lượng thi công cọc.

- Ma sát bên thân cọc có phần giảm đi đáng kể so với cọc đóng và cọc ép do công nghệ khoan tạo lỗ.

8.5.2 TÍNH TOÁN MÓNG M1 – C52

a. Tải trọng

- Nội lực tính toán chân cọc :

| Cột C52 | N_0^{tt} | M_{2X0}^{tt} | M_{3Y0}^{tt} | Q_{2X0}^{tt} | Q_{3Y0}^{tt} |
|--------------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 10549.4 | 29.06 | 9.851 | 101.4 | 295.11 |

- Nội lực tính toán đáy đài :

| Cột C52 | N^{tt} | M_{2X}^{tt} | M_{3Y}^{tt} | Q_{2X}^{tt} | Q_{3Y}^{tt} |
|--------------|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 10549.4 | 619.28 | 212.65 | 101.4 | 295.11 |

- Nội lực tiêu chuẩn chân cọc :

| Cột C52 | $N^{tác}$ | $M_{2X}^{tác}$ | $M_{3Y}^{tác}$ | $Q_{2X}^{tác}$ | $Q_{3Y}^{tác}$ |
|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 9173.41 | 25.27 | 8.57 | 88.17 | 256.62 |

- Nội lực tiêu chuẩn cao độ đáy đài.

| Cột C52 | $N^{tác}$ | $M_{2X}^{tác}$ | $M_{3Y}^{tác}$ | $Q_{2X}^{tác}$ | $Q_{3Y}^{tác}$ |
|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 9173.41 | 538.50 | 184.91 | 88.17 | 256.62 |

b. Chọn cọc - đài cọc

❖ Vật liệu :

- Bê tông cọc và đài B25 : $R_b = 145 \text{ KG/cm}^2$, $R_{bt} = 10.5 \text{ KG/cm}^2$.

- Cốt thép nhóm CIII, $R_s = 3650 \text{ KG/cm}^2$.

❖ Cọc :

- Theo điều kiện địa chất, ta đặt mũi cọc tại lớp đất sét pha vàng nâu trạng thái cứng có độ sâu từ 38m trở xuống, phù hợp với cọc khoan nhồi.

- Chiều dài cọc : 43.8 (m).

- Cọc có tiết diện : $D = 1000\text{mm} \Rightarrow F_c = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.785(\text{m}^2)$.

- Diện tích cốt thép dọc trong cọc : $16\phi 20 \Rightarrow F_a = 50.24 \text{ cm}^2$.

❖ Đài cọc :

- Sơ bộ chọn đài cọc cao $h_d = 2.2\text{m}$.

- Cao độ mặt đài so với mốc chuẩn : -3.600 (m).

- Cao độ đáy đài : -5.800 (m).

- Đáy đài đặt trên lớp đất thứ 2 :bùn sét nhão có : $\gamma = 14.49 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ và $u = 0.82^0$.

❖ Độ sâu đặt mũi cọc :

- Đoạn đập đầu cọc neo thép : 1000mm.
- Đoạn cọc ngàm sâu vào đài 100mm .
- Chiều dài đoạn cọc trong đất : $43.8 - 1.1 = 42.7 \text{ (m)}$.
- Độ sâu mũi cọc so với mốc chuẩn: 48.5 (m)
- Mũi cọc đặt ở lớp đất thứ 5, cọc ngàm vào lớp thứ 5 một đoạn : 9.9

(m).

c. Kiểm tra độ sâu đặt đài cọc

- Đối với móng cọc đài thấp. tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận. Vì vậy. độ sâu đặt đáy đài phải thỏa mãn điều kiện đặt tải ngang và áp lực bị động của đất:

$$h_{dd} \geq h_{\min} = 0.7tg(45^0 - \phi / 2) \sqrt{\frac{2Q_{tt}^{\max}}{\gamma' B_m}}$$

- Với :

- + h_{\min} : độ sâu đáy đài tối thiểu so với mặt đất tự nhiên.
- + ϕ và γ' : Góc ma sát trong và dung trọng tự nhiên của đất từ đáy đài trở lên. chính là lớp đất 2 : $\gamma = 14.49 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ và $u = 0.82^0$.
- + Q_{tt} : Giá trị tính toán của tải trọng ngang : 295.11 (kN).
- + B_d : Bề rộng đáy đài. chọn sơ bộ $B_d = 3 \text{ m}$

$$\rightarrow h_{\min} = 0.7tg(45^0 - 0.82^0 / 2) \sqrt{\frac{2 * 295.11}{14.49 * 3}} = 2.54 \text{ m} < h_{dd} = 5.2 \text{ m}.$$

Vậy ta chọn chiều sâu chôn đài cọc $h = 5.2 \text{ m}$ (so với mặt đất tự nhiên) là hợp lý.

d. Tính toán SCT cọc đơn

❖ **SCT theo vật liệu :**

- Do các yếu tố thi công phức tạp và khả năng hạn chế trong kiểm soát chất lượng cọc (cọc nhồi được thi công đổ bê tông tại chỗ vào các hố khoan, hố đào sẵn sau khi đã đặt lượng cốt thép cần thiết vào hố khoan, chiều sâu cọc quá lớn...) , sức chịu tải của cọc nhồi không thể tính như cọc chế tạo sẵn mà có khuynh hướng giảm đi :

$$P_{vl} = R_u \cdot A_b + R_{an} \cdot A_a.$$

- Tham khảo phụ lục A TCXD 195-1997 tài liệu tham khảo :

+ R_u : cường độ tính toán của bê tông cọc nhồi.

$R_u = R_b / 4$ Khi đổ bê tông trong hố khoan khô không lớn hơn 6 Mpa (60 kG/cm²). R: Mac thiết kế bê tông : 350.

$$\rightarrow R_u = \frac{350}{4} = 87.5 \text{ (kG/cm}^2\text{)} > 60 \text{ (kG/cm}^2\text{)}.$$

\rightarrow Chọn $R_u = 60 \text{ kG/cm}^2$.

+ Cốt thép $\phi < 28 \Rightarrow R_{an} = \frac{R_{sc}}{1.5}$ nhưng không lớn hơn 220 Mpa (2200

kG/cm²). R_{sc} : cường độ chịu nén tính toán cốt thép : 3650 (kG/cm²).

$$\rightarrow R_{an} = \frac{3650}{1.5} = 2433 \text{ (kG/cm}^2\text{)} > 2200 \text{ (kG/cm}^2\text{)}.$$

-> Chọn $R_{an} = 2200 \text{ kG/cm}^2$.

+ F_c : Diện tích tiết diện ngang của cọc : $F_c = 7850 \text{ cm}^2$.

+ F_a : Diện tích cốt thép dọc trong cọc : Dùng $16\phi 20 \Rightarrow F_a = 50.24 \text{ cm}^2$.

-> $P_{vl} = 7850 \times 60 + 50.24 \times 2200 = 582 \text{ (T)}$.

❖ **SCT cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền - phụ lục B**

- Sức chịu tải cực hạn của cọc :

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s f_s + A_p q_p$$

- Với :

+ A_s : tổng diện tích mặt bên cọc.

+ f_s : ma sát thân cọc.

+ A_p : Diện tích tiết diện mũi cọc.

+ q_p : cường độ chịu tải cực hạn của đất mũi cọc.

- Sức chịu tải cho phép của cọc :

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

- Với :

+ FS_s : hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, $FS_s = 1.5 \div 2.0$.

+ FS_p : hệ số an toàn cho sức chống mũi cọc, $FS_p = 2.0 \div 3.0$.

- Công thức tính f_s :

$$f_s = c_a + \tilde{\gamma}'_h * \tan_{\alpha_a}$$

- Với :

+ C_a : lực dính giữa thân cọc và đất, T/m^2 , với cọc BTÁCT, $c_a = 0.7c$ trong đó c là lực dính của đất nền.

+ $\tilde{\gamma}'_h$: ứng suất hữu hiệu trong đất theo phương vuông góc với mặt bên cọc, T/m^2 .

+ α_a : góc ma sát giữa cọc và nền đất, với cọc BTÁCT lấy $\alpha_a = \alpha$ với α : góc ma sát trong của đất nền.

- Công thức tính q_p :

$$q_p = c * N_c + \tilde{\gamma}'_{vp} * N_q + \gamma'_d * N$$

- Với :

+ c : lực dính đất nền dưới mũi cọc, T/m^2 .

+ $\tilde{\gamma}'_{vp}$: ứng suất hữu hiệu trong đất theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc do trọng lượng bản thân đất, T/m^2 .

+ N_c, N_q, N : hệ số SCT, phụ thuộc vào ma sát trong của đất, hình dạng mũi cọc, phương pháp thi công cọc.

+ γ'_d : trọng lượng thể tích đất ở độ sâu mũi cọc, T/m^3 .

- Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất dính :

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s c_u + A_p N_c c_u$$

- Với :

+ c_u : sức chống cắt không thoát nước của đất nền, T/m^2 .

+ : hệ số, không có thứ nguyên. Đối với cọc đóng lấy theo hình B.1 trong TCXD 205 – 1998 thiết kế móng cọc, với cọc nhồi lấy từ $0.3 \div 0.45$ cho sét dẻo cứng và $0.6 \div 0.8$ cho sét dẻo mềm.

+ N_c : hệ số sức chịu tải lấy bằng 9.0 cho cọc đóng trong sét cổ kết thường và 6.0 cho cọc nhồi.

- Lưu ý : Hệ số an toàn khi tính toán SCT của cọc theo công thức trên lấy bằng : 2.0 ÷ 3.0.

+ Trị giới hạn của c_u : 1kg/cm².

- Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất rời :

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s K_s \tilde{\gamma}'_v \tan \alpha_a + A_p \tilde{\gamma}'_{vp} N_q$$

- Với :

+ K_s : hệ số áp lực ngang trong đất ở trạng thái nghỉ, lấy theo hình B.2.

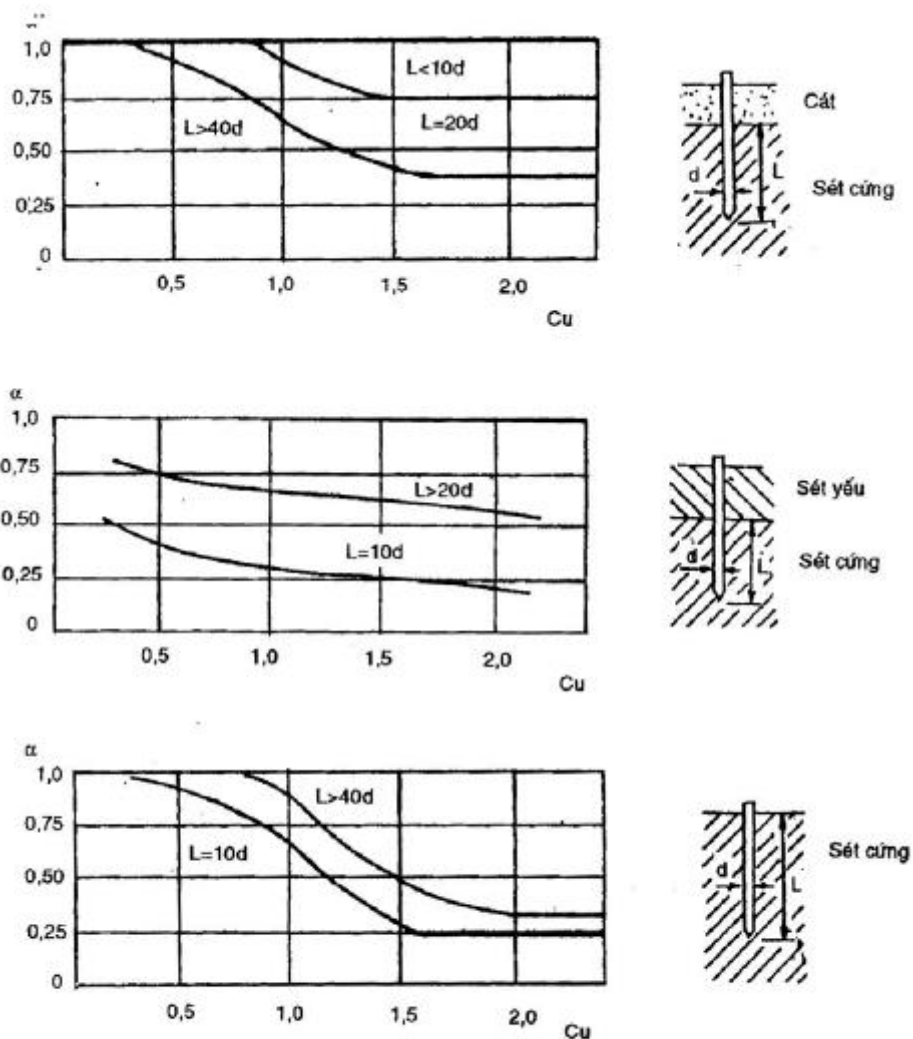
+ $\tilde{\gamma}'_v$: ứng suất hữu hiệu trong đất tại độ sâu tính toán ma sát bên tác dụng lên cọc, T/m².

+ α_a : góc ma sát giữa đất nền và thân cọc.

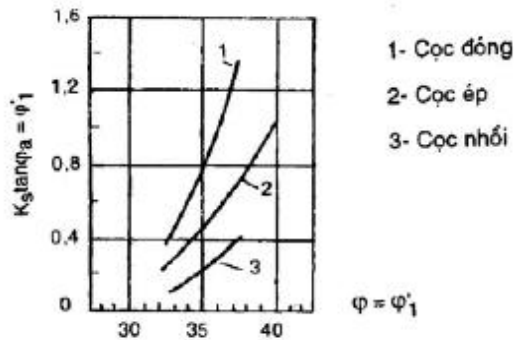
+ $\tilde{\gamma}'_{vp}$: ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại mũi cọc, T/m².

+ N_q : hệ số SCT, xác định theo hình B.3

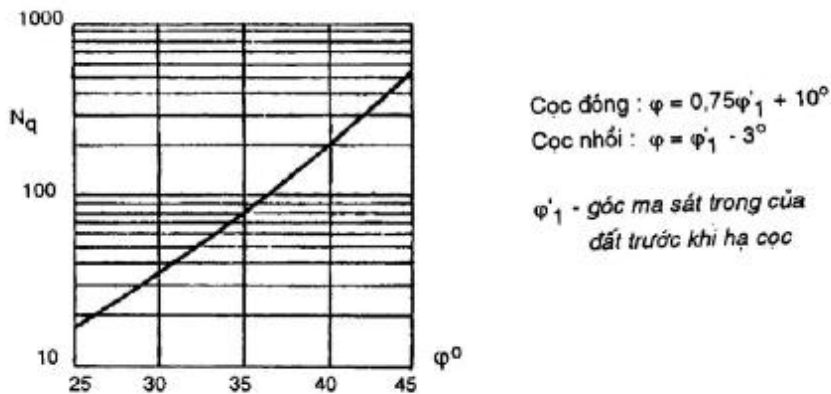
- Lưu ý : Hệ số an toàn khi tính toán SCT của cọc theo công thức trên lấy bằng : 2.0 ÷ 3.0.



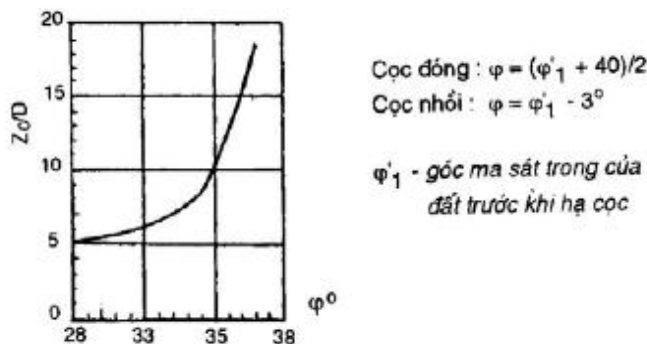
Hình B1: Quan hệ $\alpha - c_u$



Hình B2 : Quan hệ giữa $K_{stan}\varphi_a$ và φ



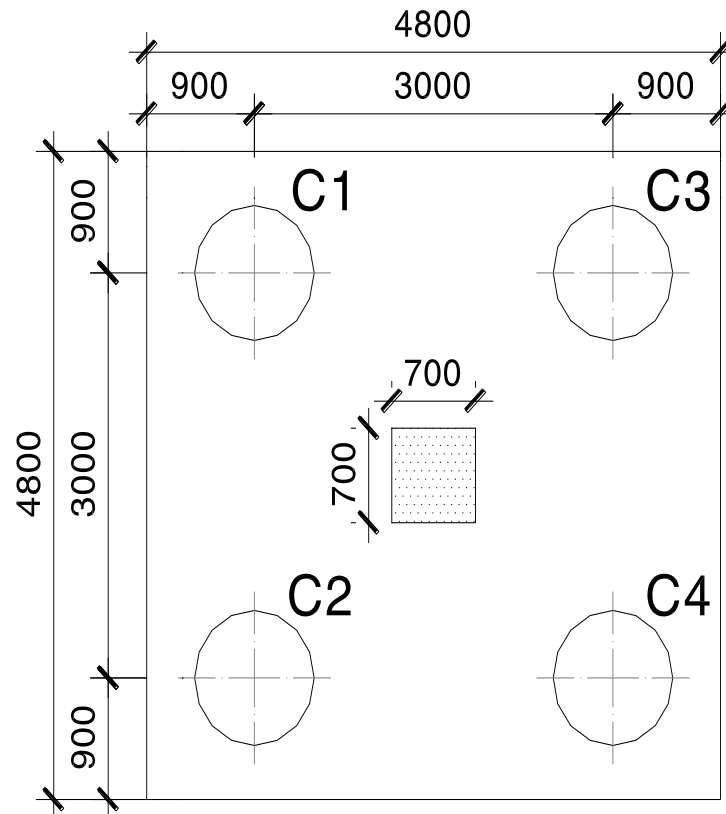
Hình B3 : Hệ số N_q



Hình B4 : Quan hệ giữa z_c/d và φ

- Sct cọc theo điều kiện nền : 560 (T).
- Vậy, chọn SCT thiết kế cọc : $P_{tk} = 560$ (T).
- e. Xác định số lượng cọc trong đài :**
- Số lượng cọc trong đài được xác định sơ bộ theo công thức :

$$n = \frac{\sum N^t}{Q_a} \cdot \beta = \frac{1054.94}{560} \times 1.3 = 2.5 \text{ (cọc) chọn } n = 4 \text{ (cọc)}.$$
- Bố trí cọc trong đài với khoảng cách giữa các cọc : $S = 3d \div 6d = 3 \div 6$ (m).
- Khoảng cách giữa mép cọc hàng biên đến mép đài : $X = d/2 \div d/3 = 400$ (mm).
- Diện tích đài cọc : $F_d = 4.8 \times 4.8 = 23.04 \text{ m}^2$



f. Kiểm tra cọc :

- Ta kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc với tổng lực dọc tính toán. mômen theo hai phương (M_x .Máy) lực ngang theo hai phương (Q_x . Q_y)

- Điều kiện kiểm tra :
$$\begin{cases} \rho_{\max} \leq Q_a \\ \rho_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

- Chiều cao đài được giả thuyết ban đầu : $H_d = 2.2\text{m}$.

- Trọng lượng bản thân đài :

$$G_d = 1.1 \times F_d \times \gamma \times h_d = 1.1 \times 23.04 \times 2.5 \times 2.2 = 126.7 \text{ (T)}$$

- Nội lực từ chân cột về trọng tâm đáy đài cọc :

$$+ N_{tt} = N_{tt}^0 + N_d = 1054.9 + 126.7 = 1181.6 \text{ (T)}$$

$$+ M_x^{tt} = 61.9 \text{ Tâm}$$

$$+ M_y^{tt} = 21.3 \text{ Tâm}$$

- Lực tác dụng lên đầu cọc được xác định theo công thức :

$$+ P_{\max} = \frac{N_{tt}}{n} + \frac{M_x^{tt}}{\sum y_i^2} y_i + \frac{M_y^{tt}}{\sum x_i^2} x_i$$

$$+ P_{\min} = \frac{N_{tt}}{n} - \frac{M_x^{tt}}{\sum y_i^2} y_i - \frac{M_y^{tt}}{\sum x_i^2} x_i$$

- Trong đó :

+ n : số lượng cọc trong đài . $n = 4$ cọc.

$$+ \sum y_i^2 = 4 \times 1.5^2 = 9 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$+ \sum x_i^2 = 4 \times 1.5^2 = 9 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Lực lên đầu cọc :

$$+ \text{Cọc } C_3, C_4 : P_{3,4} = \frac{1181.6}{4} + \frac{61.9}{9} \cdot 1.5 + \frac{21.3}{9} \cdot 1.5 = 309.3 \text{ (T)} = P_{\max}.$$

$$+ \text{Cọc } C_1, C_2 : P_{1,2} = \frac{1181.6}{4} - \frac{61.9}{9} \cdot 1.5 - \frac{21.3}{9} \cdot 1.5 = 281.5 \text{ (T)} = P_{\min}.$$

- Kiểm tra :

$$+ P_{\max} = 309.3 < P_{tk} = 560 \text{ (T)} : \text{thỏa.}$$

$$+ P_{\min} = 281.5 > 0 : \text{thỏa.}$$

g. Kiểm tra ổn định nền dưới móng quy ước :

❖ Xác định kích thước khối móng quy ước :

- Xác định góc truyền lực $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$, với φ_{tb} – góc ma sát trung bình của các lớp đất :

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{10.8 \times 0.82^0 + 10 \times 17.87^0 + 12 \times 33^0 + 9.9 \times 20.48^0}{10.8 + 10 + 12 + 9.9} = 18^0$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{18^0}{4} = 4.5^0$$

- Diện tích khối móng quy ước :

+ Bề rộng khối móng quy ước :

$$B_m = B_1 + 2 \cdot 42.7 \cdot \text{tg} 4.5^0 \text{ với } B_1 = 4.8 - 0.8 = 4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow B_m = 11 \text{ (m).}$$

+ Chiều dài khối móng quy ước :

$$H_m = H_1 + 2 \cdot 42.7 \cdot \text{tg} 4.5^0 \text{ với } L_1 = 4.8 - 0.8 = 4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow H_m = 11 \text{ (m).}$$

+ Diện tích đáy khối móng quy ước :

$$F_m = H_m \cdot B_m = 121 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Trọng lượng khối móng quy ước :

$$Q^m = G^{\text{khối móng}} + G^{\text{cọc}} = 1/3 \cdot h \cdot (S + s + \sqrt{S \cdot s}) \cdot 2 + 4 \cdot 42.7 \cdot 0.785 \cdot 2.5 = 1/3 \cdot 427 \cdot (11 \cdot 11 + 4 \cdot 4 + 44) \cdot 2 + 336 = 5500 \text{ (T).}$$

- Trọng lượng tiêu chuẩn phần đài móng :

$$N^d = 2.2 \cdot 23.04 \cdot 2.5 = 126.7 \text{ (T).}$$

- Tải trọng tiêu chuẩn đưa về đáy khối móng quy ước :

$$+ N_{mqu}^{\text{tác}} = N^{\text{tác}} + N^d + Q^m = 917.3 + 126.7 + 5500 = 6544.0 \text{ (T).}$$

$$+ M_{2x}^{\text{tác}} = M_{2x}^{\text{tác}} + Q_{3y}^{\text{tác}} \cdot 42.7 = 53.8 + 25.6 \cdot 42.7 = 1149.4 \text{ (T.m).}$$

$$+ M_{3y}^{\text{tác}} = M_{3y}^{\text{tác}} + Q_{2x}^{\text{tác}} \cdot 42.7 = 18.5 + 8.8 \cdot 42.7 = 395.1 \text{ (T.m).}$$

- Áp lực tại đáy khối móng quy ước :

$$+ P_{\max}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} + \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} + \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 54 + 5.2 + 1.8 = 61 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\min}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} - \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} - \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 54 - 5.2 - 1.8 = 47 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Cường độ đất nền :

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot B_m \cdot \gamma_{II} + B \cdot H_m \cdot \gamma'_{II} + D \cdot C_{II})$$

- Với :

+ m_1, m_2 : hệ số điều kiện làm việc của nền và hệ số điều kiện làm việc của công trình có tác dụng qua lại với nền. m_1 phụ thuộc loại đất, tra bảng 2.2/65 sách Nền và Móng thầy Nguyễn Văn Quảng. Nền trong trường hợp này là đất sét cứng có độ sệt $B < 0.5 \rightarrow m_1 = 1.2$, m_2 phụ thuộc loại sơ đồ kết cấu, lấy $m_2 = 1$.

+ $K_{tác}$: hệ số tin cậy, với các giá trị chỉ tiêu cơ lý được lấy từ khảo sát $K_{tác} = 1$.

+ A, B, C : các hệ số phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong u của lớp nền ngay dưới đáy móng quy ước. Với $u = 20.48^\circ \rightarrow A = 0.52$; $B = 3.14$; $D = 5.82$.

+ B_m = cạnh bé đáy móng quy ước : 11 (m).

+ γ_{II} : giá trị tính toán dung trọng lớp đất dưới đáy móng : $2.06 \text{ (T/m}^3\text{)}$.

+ γ'_{II} : giá trị tính toán trung bình gia quyền dung trọng của các lớp đất từ đáy móng trở lên.

$$\gamma'_{II} = \frac{1 \cdot 2 + 15 \cdot 1.45 + 10 \cdot 1.86 + 12 \cdot 1.81 + 9.9 \cdot 2.06}{47.9} = 1.78 \text{ (T/m}^3\text{)}.$$

+ C_{II} : lực dính dưới đáy khối móng quy ước : $2.81 \text{ (T/m}^2\text{)}$.

+ H_m : chiều sâu chôn đài móng tính từ đáy đài móng đến mặt đất tự nhiên : 5.2 (m).

$$\rightarrow R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} \cdot (0.52 \cdot 11 \cdot 2.06 + 3.14 \cdot 5.2 \cdot 1.78 + 5.82 \cdot 2.81) = 68.6$$

(T/m^2).

- Điều kiện ổn định :

$$+ P_{tb} = (P_{\max}^{tác} + P_{\min}^{tác})/2 = 54 \text{ (T/m}^2\text{)} < R = 68.6 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\max} = 61 < 1.2 \cdot R = 82.3 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\min} = 47 > 0$$

\rightarrow Đất nền dưới đáy móng khối quy ước thỏa điều kiện ổn định.

h. Kiểm tra lún trong móng cọc :

- Tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của khối móng quy ước trên nền thiên nhiên.

- Tính toán áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước :

$$z^{gl} = p^{tác} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = \frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i.$$

- Với :

+ z^{gl} : áp lực gây lún cho nền tại độ sâu z .

+ $N_{mqu}^{tác}$: lực nén tiêu chuẩn tại đáy khối móng quy ước do công trình, đài móng và móng khối quy ước gây ra : $N_{mqu}^{tác} = N^{tác} + N^d + Q^m = 6544 \text{ (T)}$.

+ F_m : diện tích đáy móng khối quy ước : $F_m = 121 \text{ (m}^2\text{)}$.

$$\frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} = \frac{6544}{121} = 54 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i : \text{ứng suất tại đáy móng quy ước do tải trọng bản thân các lớp}$$

đất gây ra khi chưa có công trình.

+ γ_i : dung trọng lớp đất thứ i có chiều dày h_i .

+ n : số lớp đất trong phạm vi từ mũi cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 1*2 + 15*1.45 + 10*1.86 + 12*1.81 + 9.9*2.06 = 84.67$$

(T/m²).

- Ứng suất gây lún tại đáy móng :

$$z^{\text{tác}} = p^{\text{tác}} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 54 - 84.67 < 0 : \text{độ lún công trình không cần tính toán.}$$

i. Kiểm tra điều kiện chọc thủng đài móng :

- Tác nhân gây chọc thủng đài cọc : phản lực do các cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng. Nếu tất cả các cọc trong đài đều bị bao trùm hoàn toàn bởi đáy tháp chọc thủng thì không cần kiểm tra.

- Tháp chọc thủng : xuất phát từ mép cột và mở rộng về 4 phía 1 góc 45⁰.

- Kích thước đáy tháp chọc thủng :

$$+ B = b_c + 2 * h_2$$

$$+ L = l_c + 2 * h_2$$

- Với :

+ b_c, l_c : chiều rộng và chiều cao cột.

+ h_2 là đoạn chiều cao đài từ mặt trên đài đến đầu cọc ngàm vào đài

$$h_2 = 2.2 - 0.1 = 2.1 \text{ (m).}$$

- kích thước đáy tháp chọc thủng :

$$+ B = b_c + 2 * h_2 = 0.7 + 4.2 = 4.9 \text{ (m)} > 4 \text{ (m)} : \text{cọc bị che phủ hoàn}$$

toàn bởi đáy tháp chọc thủng

$$+ L = l_c + 2 * h_2 = 0.7 + 4.2 = 4.9 \text{ (m)} > 4 \text{ (m)} : \text{cọc bị che phủ hoàn}$$

toàn bởi đáy tháp chọc thủng

Vậy không cần kiểm tra điều kiện chọc thủng đài móng

j. Tính toán cốt thép đài cọc :

- Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột.

- Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i$$

- Với :

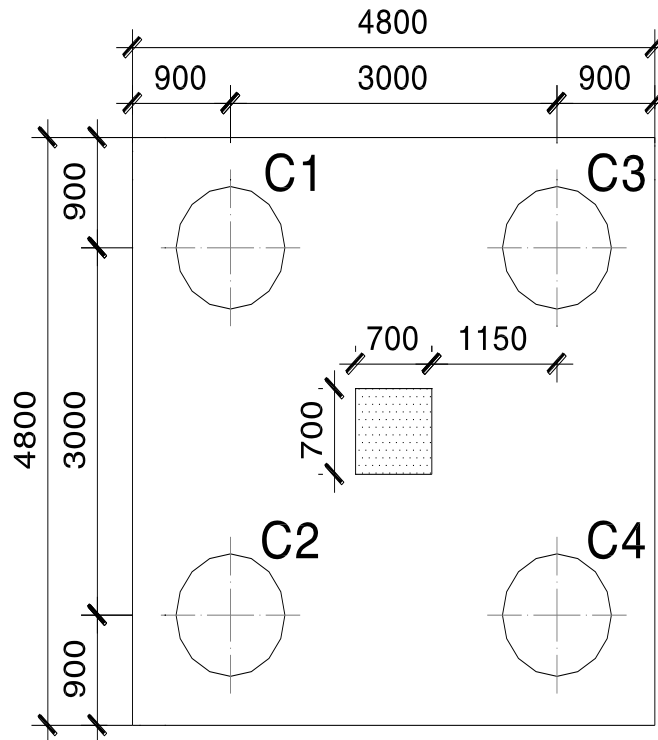
+ r_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.

+ P_i : phản lực đầu cọc thứ i .

- Diện tích cốt thép tính theo công thức :

$$F_a = \frac{M}{0.9 * h_0 * R_s}$$

- Với :
 - + h_0 : chiều cao làm việc chịu uốn của đài .
 - + R_s : cường độ tính toán cốt thép : $3650 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$.



- Phản lực đầu cọc tính toán :
 - + Cọc C_3, C_4 : $P_{3,4} = \frac{1181.6}{4} + \frac{61.9}{9} \cdot 1.5 + \frac{21.3}{9} \cdot 1.5 = 309.3 \text{ (T)}$.
 - + Cọc C_1, C_2 : $P_{1,2} = \frac{1181.6}{4} - \frac{61.9}{9} \cdot 1.5 - \frac{21.3}{9} \cdot 1.5 = 281.5 \text{ (T)}$.
- Momen tại mặt ngàm quanh trục y : Máy do cọc C_3, C_4 gây ra :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 2 \cdot 309.3 \cdot 1.15 = 711.3 \text{ (T.m)}$$
- Momen tại mặt ngàm quanh trục x : M_x do nhóm cọc C_2, C_4 gây ra :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 309.3 \cdot 1.15 + 281.5 \cdot 1.15 = 679.4 \text{ (T.m)}$$
- Diện tích cốt thép do M_x :

$$F_a = \frac{M_x}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{67940000}{0.9 \cdot 205 \cdot 3650} = 100.8 \text{ (cm}^2\text{)}$$
 Chọn $32 \phi 20a150$: $F_{ac} = 100.48 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Diện tích cốt thép do Máy :

$$F_a = \frac{M_y}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{71130000}{0.9 \cdot 205 \cdot 3650} = 105.6 \text{ (cm}^2\text{)}$$
 Chọn $32 \phi 20a150$: $F_{ac} = 100.48 \text{ (cm}^2\text{)}$

8.5.3 TÍNH TOÁN MÓNG M2 – C29

a. Tải trọng

- Nội lực tính toán chân cột :

| Cột C29 | N_0^{tt} | M_{2X0}^{tt} | M_{3Y0}^{tt} | Q_{2X0}^{tt} | Q_{3Y0}^{tt} |
|--------------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 23476.99 | 10.30 | 21.09 | 13.05 | 8.57 |

- Nội lực tính toán đáy đài :

| Cột C29 | N^{tt} | M_{2X}^{tt} | M_{3Y}^{tt} | Q_{2X}^{tt} | Q_{3Y}^{tt} |
|--------------|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 23476.99 | 27.44 | 47.19 | 13.05 | 8.57 |

- Nội lực tiêu chuẩn chân cột :

| Cột C29 | $N^{tác}$ | $M_{2X}^{tác}$ | $M_{3Y}^{tác}$ | $Q_{2X}^{tác}$ | $Q_{3Y}^{tác}$ |
|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 20414.77 | 8.95 | 18.34 | 11.35 | 7.45 |

- Nội lực tiêu chuẩn cao độ đáy đài.

| Cột C29 | $N^{tác}$ | $M_{2X}^{tác}$ | $M_{3Y}^{tác}$ | $Q_{2X}^{tác}$ | $Q_{3Y}^{tác}$ |
|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 20414.77 | 23.86 | 41.04 | 11.35 | 7.45 |

b. Chọn cọc - đài cọc

❖ Vật liệu :

- Bê tông cọc và đài B25: $R_b = 145 \text{ KG/cm}^2$, $R_{bt} = 10.5 \text{ KG/cm}^2$.
- Cốt thép nhóm CIII, $R_s = 3650 \text{ KG/cm}^2$.

❖ Cọc :

- Theo điều kiện địa chất, ta đặt mũi cọc tại lớp đất 5 sét pha vàng nâu trạng thái cứng có độ sâu từ 38m trở xuống, phù hợp với cọc khoan nhồi.

- Chiều dài cọc : 43.8 (m).

- Cọc có tiết diện : $D = 1000\text{mm} \Rightarrow F_c = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.785(\text{m}^2)$.

- Diện tích cốt thép dọc trong cọc : $16\phi 20 \Rightarrow F_a = 50.24 \text{ cm}^2$.

❖ Đài cọc :

- Sơ bộ chọn đài cọc cao $h_d = 2.2\text{m}$.

- Cao độ mặt đài so với mốc chuẩn : -3.600 (m).

- Cao độ đáy đài : -5.800 (m).

- Đáy đài đặt trên lớp đất thứ 2 : bùn sét nhão có : $\gamma = 14.49 \text{ (kN/m}^3)$ và $u = 0.82^0$.

❖ Độ sâu đặt mũi cọc :

- Đoạn đập đầu cọc neo thép : 1000mm.

- Đoạn cọc ngàm sâu vào đài 100mm .

- Chiều dài đoạn cọc trong đất : $43.8 - 1.1 = 42.7 \text{ (m)}$.

- Độ sâu mũi cọc so với mốc chuẩn: 48.5 (m)

- Mũi cọc đặt ở lớp đất thứ 5, cọc ngàm vào lớp thứ 5 một đoạn :9.9 (m).

c. Kiểm tra độ sâu đặt đài cọc

- Đối với móng cọc đài thấp. tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận. Vì vậy. độ sâu đặt đáy đài phải thỏa mãn điều kiện đặt tải ngang và áp lực bị động của đất:

$$h_{dd} \geq h_{\min} = 0.7tg(45^\circ - \phi / 2) \sqrt{\frac{2Q_{tt}^{\max}}{\gamma' B_m}}$$

- Với :
 - + h_{\min} : độ sâu đáy đài tối thiểu so với mặt đất tự nhiên.
 - + ϕ và γ' : Góc ma sát trong và dung trọng tự nhiên của đất từ đáy đài trở lên. chính là lớp đất 2 : $\gamma = 14.49 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ và $\nu = 0.82^0$.
 - + Q_{tt} : Giá trị tính toán của tải trọng ngang : 13.05 (kN).
 - + B_d : Bề rộng đáy đài. chọn sơ bộ $B_d = 3 \text{ m}$

$$\rightarrow h_{\min} = 0.7tg(45^\circ - 0.82^\circ / 2) \sqrt{\frac{2 * 13.05}{14.49 * 3}} = 0.54 \text{ m} < h_{dd} = 5.2 \text{ m.}$$

Vậy ta chọn chiều sâu chôn đài cọc $h = 5.2 \text{ m}$ (so với mặt đất tự nhiên) là hợp lý.

d. Tính toán SCT cọc đơn

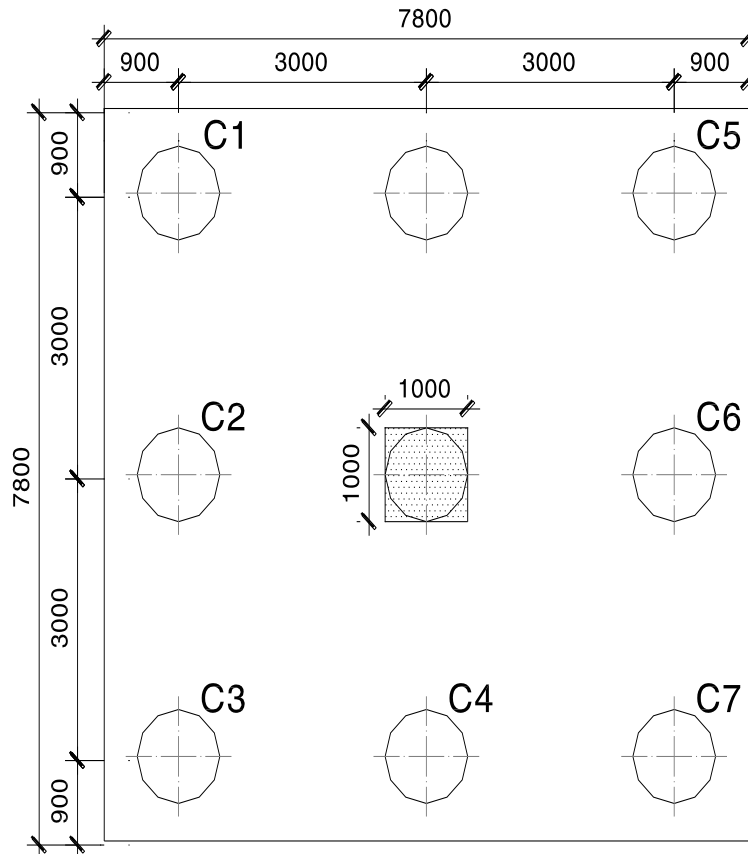
Vì các cọc khoan nhồi có cao độ và chiều dài như nhau cho các móng nên chọn SCT thiết kế cọc : $P_{tk} = 560 \text{ (T)}$.

e. Xác định số lượng cọc trong đài :

- Số lượng cọc trong đài được xác định sơ bộ theo công thức :

$$n = \frac{\sum N^t}{Q_a} . \beta = \frac{2347.7}{560} \times 1.3 = 5.5 \text{ (cọc)} \text{ chọn } n = 9 \text{ (cọc).}$$

- Bố trí cọc trong đài với khoảng cách giữa các cọc : $S = 3d \div 6d = 3 \div 6$ (m).
- Khoảng cách giữa mép cọc hàng biên đến mép đài : $X = d/2 \div d/3 = 400 \text{ (mm)}$.
- Diện tích đài cọc : $F_d = 7.8 \times 7.8 = 60.84 \text{ m}^2$



f. Kiểm tra cọc :

- Ta kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc với tổng lực dọc tính toán. mômen theo hai phương (M_x .Máy) lực ngang theo hai phương (Q_x . Q_y)

- Điều kiện kiểm tra :
$$\begin{cases} \rho_{\max} \leq Q_a \\ \rho_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

- Chiều cao đài được giả thuyết ban đầu : $H_d = 2.2\text{m}$.

- Trọng lượng bản thân đài :

$$G_d = 1.1 \times F_d \times \gamma \times h_d = 1.1 * 60.84 * 2.5 * 2.2 = 368 \text{ (T)}.$$

- Nội lực từ chân cột về trọng tâm đáy đài cọc :

$$+ N_{tt} = N_{tt}^0 + N_d = 2347.7 + 368 = 2715.7 \text{ (T)}.$$

$$+ M_x^{tt} = 2.7 \text{ Tâm.}$$

$$+ M_y^{tt} = 4.7 \text{ Tâm.}$$

- Lực tác dụng lên đầu cọc được xác định theo công thức :

$$+ P_{\max} = \frac{N_{tt}}{n} + \frac{M_x^{tt}}{\sum y_i^2} y_i + \frac{M_y^{tt}}{\sum x_i^2} x_i.$$

$$+ P_{\min} = \frac{N_{tt}}{n} - \frac{M_x^{tt}}{\sum y_i^2} y_i - \frac{M_y^{tt}}{\sum x_i^2} x_i.$$

- Trong đó :

$$+ n : \text{số lượng cọc trong đài . } n = 9 \text{ cọc.}$$

$$+ \sum y_i^2 = 6 * 3^2 = 54 \text{ (m}^2\text{)}.$$

$$+ \sum x_i^2 = 6 * 3^2 = 54 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Lực lên đầu cọc :
 - + Cọc C₃, C₄ : $P_{3,4} = \frac{2715.7}{9} + \frac{2.7}{54} \cdot 3 + \frac{4.7}{54} \cdot 3 = 302.2 \text{ (T)} = P_{\max}$.
 - + Cọc C₁, C₂ : $P_{1,2} = \frac{2715.7}{9} - \frac{2.7}{54} \cdot 3 - \frac{4.7}{54} \cdot 3 = 301.3 \text{ (T)} = P_{\min}$.

- Kiểm tra :
 - + $P_{\max} = 302.2 < P_{tk} = 560 \text{ (T)}$: thỏa.
 - + $P_{\min} = 301.3 > 0$: thỏa.

g. Kiểm tra ổn định nền dưới móng quy ước :

- ❖ Xác định kích thước khối móng quy ước :

- Xác định góc truyền lực $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$, với φ_{tb} – góc ma sát trung bình của

các lớp đất :

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{10.8 \times 0.82^0 + 10 \times 17.87^0 + 12 \times 33^0 + 9.9 \times 20.48^0}{10.8 + 10 + 12 + 9.9} = 18^0$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{18^0}{4} = 4.5^0$$

- Diện tích khối móng quy ước :

+ Bề rộng khối móng quy ước :

$$B_m = B_1 + 2 \cdot 42.7 \cdot \text{tg} 4.5^0 \text{ với } B_1 = 7.8 - 0.8 = 7 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow B_m = 14 \text{ (m)}.$$

+ Chiều dài khối móng quy ước :

$$H_m = H_1 + 2 \cdot 42.7 \cdot \text{tg} 4.5^0 \text{ với } L_1 = 7.8 - 0.8 = 7 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow H_m = 14 \text{ (m)}.$$

+ Diện tích đáy khối móng quy ước :

$$F_m = H_m \cdot B_m = 196 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Trọng lượng khối móng quy ước :

$$Q^m = G^{\text{khối móng}} + G^{\text{cọc}} = 1/3 \cdot h \cdot (S + s + \sqrt{S \cdot s}) \cdot 2 + 4 \cdot 42.7 \cdot 0.785 \cdot 2.5 = 1/3 \cdot 42.7 \cdot (14 \cdot 14 + 7 \cdot 7 + 98) \cdot 2 + 336 = 10122.9 \text{ (T)}.$$

- Trọng lượng tiêu chuẩn phân tải móng :

$$N^d = 2.2 \cdot 60.84 \cdot 2.5 = 334.6 \text{ (T)}.$$

- Tải trọng tiêu chuẩn đưa về đáy khối móng quy ước :

$$+ N^{\text{tác}}_{mqu} = N^{\text{tác}} + N^d + Q^m = 2041.5 + 334.6 + 10122.9 = 12499.0 \text{ (T)}.$$

$$+ M^{\text{tác}} = M_{2x}^{\text{tác}} + Q_{3y}^{\text{tác}} \cdot 42.7 = 2.4 + 0.7 \cdot 42.7 = 23.4 \text{ (T.m)}.$$

$$+ M^{\text{tác}} = M_{3y}^{\text{tác}} + Q_{2x}^{\text{tác}} \cdot 42.7 = 4.1 + 1.1 \cdot 42.7 = 51.2 \text{ (T.m)}.$$

- Áp lực tại đáy khối móng quy ước :

$$+ P_{\max}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} + \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} + \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 63.7 + 0.05 + 0.1 = 63.85 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\min}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} - \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} - \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 63.7 - 0.05 - 0.1 = 63.55 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Cường độ đất nền :

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot B_m \cdot \gamma_{II} + B \cdot H_m \cdot \gamma'_{II} + D \cdot C_{II})$$

- Với :
 + m_1, m_2 : hệ số điều kiện làm việc của nền và hệ số điều kiện làm việc của công trình có tác dụng qua lại với nền. m_1 phụ thuộc loại đất, tra bảng 2.2/65 sách Nền và Móng thầy Nguyễn Văn Quảng. Nền trong trường hợp này là đất sét cứng có độ sệt $B < 0.5 \rightarrow m_1 = 1.2$, m_2 phụ thuộc loại sơ đồ kết cấu, lấy $m_2 = 1$.

+ $K_{tác}$: hệ số tin cậy, với các giá trị chỉ tiêu cơ lý được lấy từ khảo sát, $K_{tác} = 1$.

+ A, B, C : các hệ số phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong φ của lớp nền ngay dưới đáy móng quy ước . Với $\varphi = 20.48^\circ \rightarrow A = 0.52$; $B = 3.14$; $D = 5.82$.

+ B_m = cạnh bé đáy móng quy ước : 14 (m).

+ γ_{II} : giá trị tính toán dung trọng lớp đất dưới đáy móng : $2.06 \text{ (T/m}^3\text{)}$.

+ γ'_{II} : giá trị tính toán trung bình gia quyền dung trọng của các lớp đất từ đáy móng trở lên.

$$\gamma'_{II} = \frac{1 \cdot 2 + 15 \cdot 1.45 + 10 \cdot 1.86 + 12 \cdot 1.81 + 9.9 \cdot 2.06}{47.9} = 1.78 \text{ (T/m}^3\text{)}.$$

+ C_{II} : lực dính dưới đáy khối móng quy ước : $2.81 \text{ (T/m}^2\text{)}$.

+ H_m : chiều sâu chôn đài móng tính từ đáy đài móng đến mặt đất tự nhiên : 5.2 (m).

$$\rightarrow R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} \cdot (0.52 \cdot 14 \cdot 2.06 + 3.14 \cdot 5.2 \cdot 1.78 + 5.82 \cdot 2.81) = 72.5$$

(T/m^2).

- Điều kiện ổn định :

$$+ P_{tb} = (P_{\max}^{tác} + P_{\min}^{tác})/2 = 63.7 \text{ (T/m}^2\text{)} < R = 72.5 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\max} = 63.85 < 1.2 \cdot R = 87 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\min} = 63.55 > 0$$

\rightarrow Đất nền dưới đáy móng khối quy ước thỏa điều kiện ổn định.

h. Kiểm tra lún trong móng cọc :

- Tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của khối móng quy ước trên nền thiên nhiên.

- Tính toán áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước :

$$z^{\text{gl}} = p^{\text{tác}} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = \frac{N_{mqu}^{\text{tc}}}{F_m} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i.$$

- Với :

+ z^{gl} : áp lực gây lún cho nền tại độ sâu z .

+ $N_{mqu}^{\text{tác}}$: lực nén tiêu chuẩn tại đáy khối móng quy ước do công trình, đài móng và móng khối quy ước gây ra : $N_{mqu}^{\text{tác}} = N^{\text{tác}} + N^{\text{đ}} + Q^{\text{m}} = 12499 \text{ (T)}$.

+ F_m : diện tích đáy móng khối quy ước : $F_m = 196 \text{ (m}^2\text{)}$.

$$\frac{N_{mqu}^{tc}}{F_m} = \frac{12499}{196} = 63.7 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

+ $\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$: ứng suất tại đáy móng quy ước do tải trọng bản thân các lớp

đất gây ra khi chưa có công trình.

+ i : dung trọng lớp đất thứ i có chiều dày h_i .

+ n : số lớp đất trong phạm vi từ mũi cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 1*2 + 15*1.45 + 10*1.86 + 12*1.81 + 9.9*2.06 = 84.67$$

(T/m²).

- Ứng suất gây lún tại đáy móng :

$$z_{\text{tác}} = p_{\text{tác}} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 63.7 - 84.67 < 0 : \text{độ lún công trình không cần tính}$$

toán.

i. **Kiểm tra điều kiện chọc thủng đài móng :**

- Tác nhân gây chọc thủng đài cọc : phản lực do các cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng. Nếu tất cả các cọc trong đài đều bị bao trùm hoàn toàn bởi đáy tháp chọc thủng thì không cần kiểm tra.

- Tháp chọc thủng : xuất phát từ mép cột và mở rộng về 4 phía 1 góc 45⁰.

- Kích thước đáy tháp chọc thủng :

$$+ B = b_c + 2 * h_2$$

$$+ L = l_c + 2 * h_2$$

- Với :

+ b_c, l_c : chiều rộng và chiều cao cột.

+ h_2 là đoạn chiều cao đài từ mặt trên đài đến đầu cọc ngàm vào đài

$$h_2 = 2.2 - 0.1 = 2.1 \text{ (m)}.$$

- kích thước đáy tháp chọc thủng :

$$+ B = b_c + 2 * h_2 = 1 + 4.2 = 5.2 \text{ (m)} < 7 \text{ (m)} :$$

$$+ L = l_c + 2 * h_2 = 1 + 4.2 = 5.2 \text{ (m)} < 7 \text{ (m)}:$$

Cần kiểm tra chọc thủng đài cọc

Với những cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng, sử dụng phản lực đầu cọc làm lực gây chọc thủng tính toán. Với những cọc có 1 phần nằm ngoài đáy tháp, ta tính diện tích nằm ngoài và phản lực của phần cọc đó.

- Phản lực đầu cọc tính toán :

$$+ \sum y_i^2 = \sum x_i^2 = 6 * 3^2 = 54 \text{ (m}^2\text{)}.$$

$$+ P = \frac{2715.7}{9} + \frac{2.7}{54} * 3 + \frac{4.7}{54} * 3 = 302 \text{ (T)}.$$

- Tổng phản lực lên đài móng : $P_{ct} = 510 \text{ (T)}$.

- Kiểm tra khả năng chống chọc thủng đài theo công thức :

$$h_2 \geq \frac{P_{ct}}{0.75 * R_{bt} * b_{tb}}$$

- Với :
 + Pct : lực gây chọc thủng = tổng phản lực các đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng : 510 (T).

+ b_{tb} : b_{tb} với đài hình chữ nhật là trung bình cộng cạnh ngắn đáy trên và đáy dưới tháp chọc thủng, $b_{tb} = b_c + B = (100 + 520)/2 = 310$ (cm).

+ R_{bt} : cường độ chịu kéo tính toán của bê tông : 10.5 kG/cm^2 .

$$\rightarrow \frac{P_{ct}}{0.75 * R_{bt} * b_{tb}} = \frac{510000}{0.75 * 10.5 * 310} = 207 \text{ (cm)} < h_2 = 210 \text{ (cm)}.$$

-> Chiều cao đài $h_m = 2.2$ m thỏa điều kiện chọc thủng.

j. Tính toán cốt thép đài cọc :

- Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngàm vào mép cột.

- Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i$$

- Với :

+ r_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.

+ P_i : phản lực đầu cọc thứ i .

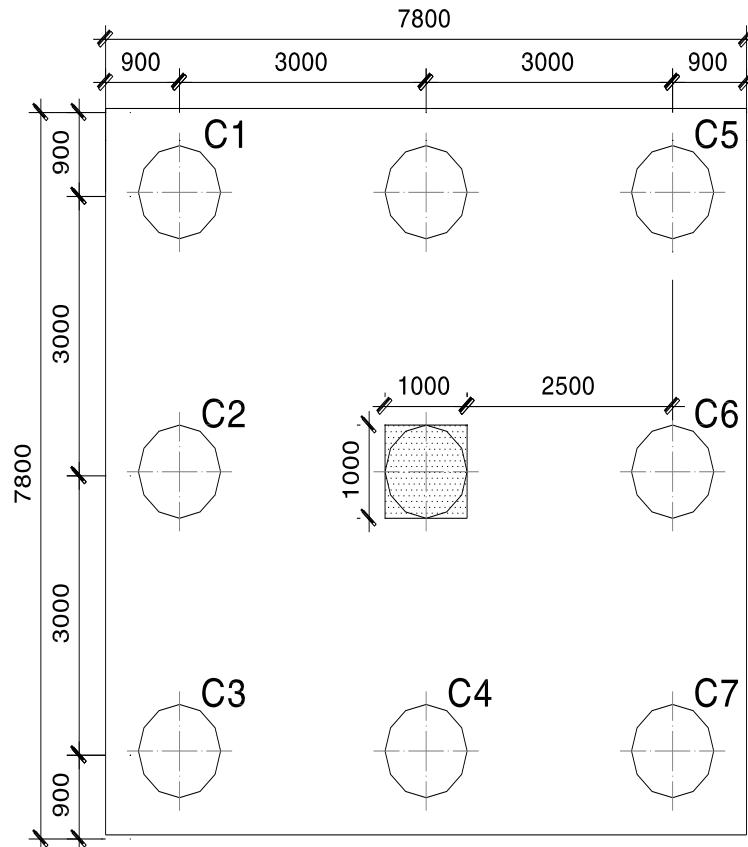
- Diện tích cốt thép tính theo công thức :

$$F_a = \frac{M}{0.9 * h_0 * R_s}$$

- Với :

+ h_0 : chiều cao làm việc chịu uốn của đài .

+ R_s : cường độ tính toán cốt thép : $3650 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$.



- Phản lực đầu cọc tính toán :
 - + Cọc C₅, C₆, C₇: $P_{5,6,7} = \frac{2715.7}{9} + \frac{2.7}{54} \cdot 3 + \frac{4.7}{54} \cdot 3 = 302 \text{ (T)}$.
 - + Cọc C₁, C₂, C₃: $P_{1,2,3} = \frac{2715.7}{9} - \frac{2.7}{54} \cdot 3 - \frac{4.7}{54} \cdot 3 = 301 \text{ (T)}$.
- Cọc C₄: $P_4 = \frac{2715.7}{9} = 301 \text{ (T)}$.
- Momen tại mặt ngàm quanh trục y : Máy do cọc C₅, C₆, C₇ gây ra :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 3 \cdot 302 \cdot 2.5 = 2265 \text{ (T.m)}$$
- Momen tại mặt ngàm quanh trục x : M_x do nhóm cọc C₃, C₄, C₇ gây ra :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 2 \cdot 301 \cdot 2.5 + 302 \cdot 2.5 = 2260 \text{ (T.m)}$$
- Diện tích cốt thép do M_x :

$$F_a = \frac{M_x}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{22600000}{0.9 \cdot 205 \cdot 3650} = 335.6 \text{ (cm}^2\text{)}$$
 Chọn 52 ϕ 28a150 : F_{ac} = 333.4 (cm²).
- Diện tích cốt thép do Máy :

$$F_a = \frac{M_y}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{22650000}{0.9 \cdot 205 \cdot 3650} = 336.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$
 Chọn 52 ϕ 28a150 : F_{ac} = 333.4 (cm²).

8.5.4 TÍNH TOÁN MÓNG M3 – C30**a. Tải trọng**

- Nội lực tính toán chân cột :

| Cột C30 | N_0^{tt} | M_{2X0}^{tt} | M_{3Y0}^{tt} | Q_{2X0}^{tt} | Q_{3Y0}^{tt} |
|--------------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 15166.29 | 5.92 | 8.56 | 149.10 | 112.17 |

- Nội lực tính toán đáy đài :

| Cột C30 | N^{tt} | M_{2X}^{tt} | M_{3Y}^{tt} | Q_{2X}^{tt} | Q_{3Y}^{tt} |
|--------------|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 15166.29 | 230.26 | 306.76 | 149.10 | 112.17 |

- Nội lực tiêu chuẩn chân cột :

| Cột C30 | $N^{tác}$ | $M_{2X}^{tác}$ | $M_{3Y}^{tác}$ | $Q_{2X}^{tác}$ | $Q_{3Y}^{tác}$ |
|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 13188.08 | 5.14 | 7.44 | 129.65 | 97.54 |

- Nội lực tiêu chuẩn cao độ đáy đài.

| Cột C30 | $N^{tác}$ | $M_{2X}^{tác}$ | $M_{3Y}^{tác}$ | $Q_{2X}^{tác}$ | $Q_{3Y}^{tác}$ |
|--------------|-----------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | kN | kNm | kNm | kN | kN |
| TH N_{max} | 13188.08 | 200.22 | 266.75 | 129.65 | 97.54 |

b. Chọn cọc - đài cọc

❖ Vật liệu :

- Bê tông cọc và đài B25: $R_b = 145 \text{ KG/cm}^2$, $R_{bt} = 10.5 \text{ KG/cm}^2$.- Cốt thép nhóm CIII, $R_s = 3650 \text{ KG/cm}^2$.

❖ Cọc :

- Theo điều kiện địa chất, ta đặt mũi cọc tại lớp đất 5 sét pha vàng nâu trạng thái cứng có độ sâu từ 38m trở xuống, phù hợp với cọc khoan nhồi.

- Chiều dài cọc : 43.8 (m).

- Cọc có tiết diện : $D = 1000\text{mm} \Rightarrow F_c = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 0.785(\text{m}^2)$.- Diện tích cốt thép dọc trong cọc : $16 \phi 20 \Rightarrow F_a = 50.24 \text{ cm}^2$.

❖ Đài cọc :

- Sơ bộ chọn đài cọc cao $h_d = 2.2\text{m}$.

- Cao độ mặt đài so với mốc chuẩn : -3.600 (m).

- Cao độ đáy đài : -5.800 (m).

- Đáy đài đặt trên lớp đất thứ 2 : bùn sét nhão có : $\gamma = 14.49 (\text{kN/m}^3)$ và $u = 0.82^0$.

❖ Độ sâu đặt mũi cọc :

- Đoạn đập đầu cọc neo thép : 1000mm.

- Đoạn cọc ngầm sâu vào đài 100mm .

- Chiều dài đoạn cọc trong đất : $43.8 - 1.1 = 42.7$ (m).
- Độ sâu mũi cọc so với mốc chuẩn: 48.5 (m)
- Mũi cọc đặt ở lớp đất thứ 5, cọc ngàm vào lớp thứ 5 một đoạn : 9.9 (m).

c. Kiểm tra độ sâu đặt đài cọc

- Đối với móng cọc đài thấp, tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận. Vì vậy, độ sâu đặt đáy đài phải thoả mãn điều kiện đặt tải ngang và áp lực bị động của đất:

$$h_{dd} \geq h_{\min} = 0.7tg(45^\circ - \phi/2) \sqrt{\frac{2Q_u^{\max}}{\gamma' B_m}}$$

- Với :
 - + h_{\min} : độ sâu đáy đài tối thiểu so với mặt đất tự nhiên.
 - + ϕ và γ' : Góc ma sát trong và dung trọng tự nhiên của đất từ đáy đài trở lên, chính là lớp đất 2 : $\gamma = 14.49$ (kN/m³) và $\phi = 0.82^\circ$.
 - + Q_{tt} : Giá trị tính toán của tải trọng ngang : 149.1 (kN).
 - + B_d : Bề rộng đáy đài, chọn sơ bộ $B_d = 3$ m

$$\rightarrow h_{\min} = 0.7tg(45^\circ - 0.82^\circ / 2) \sqrt{\frac{2 \cdot 149.1}{14.49 \times 3}} = 1.8 \text{ m} < h_{dd} = 5.2 \text{ m}.$$

Vậy ta chọn chiều sâu chôn đài cọc $h = 5.2$ m (so với mặt đất tự nhiên) là hợp lý.

d. Tính toán SCT cọc đơn

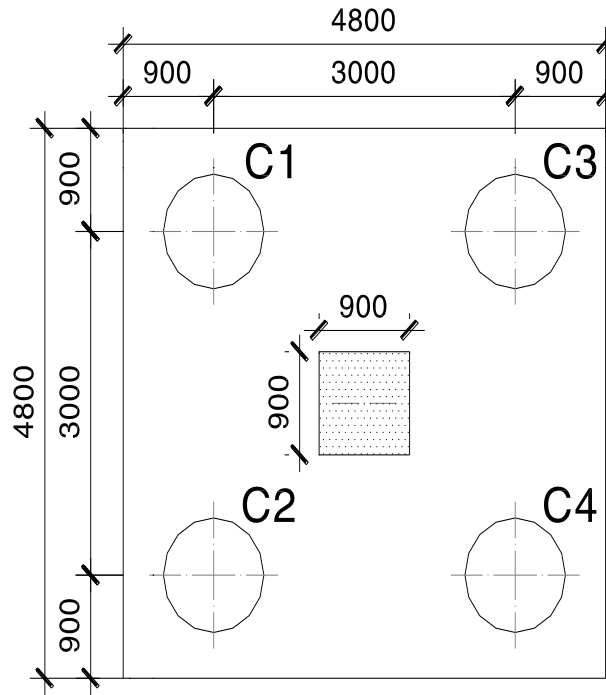
Vì các cọc khoan nhồi có cao độ và chiều dài như nhau cho các móng nên chọn SCT thiết kế cọc : $P_{tk} = 560$ (T).

e. Xác định số lượng cọc trong đài :

- Số lượng cọc trong đài được xác định sơ bộ theo công thức :

$$n = \frac{\sum N^t}{Q_a} \cdot \beta = \frac{1516.6}{560} \times 1.3 = 3.5 (\text{cọc}) \text{ chọn } n = 4 (\text{cọc}).$$

- Bố trí cọc trong đài với khoảng cách giữa các cọc : $S = 3d \div 6d = 3 \div 6$ (m).
- Khoảng cách giữa mép cọc hàng biên đến mép đài : $X = d/2 \div d/3 = 400$ (mm).
- Diện tích đài cọc : $F_d = 4.8 \times 4.8 = 23.04$ m²



f. Kiểm tra cọc :

- Ta kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc với tổng lực dọc tính toán. mômen theo hai phương (M_x .Máy) lực ngang theo hai phương (Q_x . Q_y)

- Điều kiện kiểm tra :
$$\begin{cases} p_{\max} \leq Q_a \\ p_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

- Chiều cao đài được giả thuyết ban đầu : $H_d = 2.2\text{m}$.

- Trọng lượng bản thân đài :

$$G_d = 1.1 \times F_d \times \gamma \times h_d = 1.1 \times 23.04 \times 2.5 \times 2.2 = 139.4 \text{ (T)}.$$

- Nội lực từ chân cột về trọng tâm đáy đài cọc :

$$+ N_{tt} = N_{tt}^0 + N_d = 1516.6 + 139.4 = 1656 \text{ (T)}.$$

$$+ M_x^{tt} = 23.0 \text{ Tâm.}$$

$$+ M_y^{tt} = 30.7 \text{ Tâm.}$$

- Lực tác dụng lên đầu cọc được xác định theo công thức :

$$+ P_{\max} = \frac{N_{tt}}{n} + \frac{M_x^{tt}}{\sum y_i^2} y_i + \frac{M_y^{tt}}{\sum x_i^2} x_i.$$

$$+ P_{\min} = \frac{N_{tt}}{n} - \frac{M_x^{tt}}{\sum y_i^2} y_i - \frac{M_y^{tt}}{\sum x_i^2} x_i.$$

- Trong đó :

+ n : số lượng cọc trong đài . $n = 4$ cọc.

$$+ \sum y_i^2 = 4 \times 1.5^2 = 9 \text{ (m}^2\text{)}.$$

$$+ \sum x_i^2 = 6 \times 1.5^2 = 9 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Lực lên đầu cọc :

$$+ \text{Cọc } C_3, C_4 : P_{3,4} = \frac{1656}{4} + \frac{23.0}{9} \times 1.5 + \frac{30.7}{9} \times 1.5 = 422.9 \text{ (T)} = P_{\max}.$$

$$+ \text{Cọc } C_1, C_2 : P_{1,2} = \frac{1656}{4} - \frac{23.0}{9} \cdot 1.5 - \frac{30.7}{9} \cdot 1.5 = 405.0 \text{ (T)} = P_{\min}.$$

- Kiểm tra :

$$+ P_{\max} = 422.9 < P_{tk} = 560 \text{ (T)} : \text{thỏa.}$$

$$+ P_{\min} = 405.0 > 0 : \text{thỏa.}$$

g. Kiểm tra ổn định nền dưới móng quy ước :

❖ Xác định kích thước khối móng quy ước :

- Xác định góc truyền lực $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$, với φ_{tb} – góc ma sát trung bình của

các lớp đất :

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = \frac{10.8 \times 0.82^0 + 10 \times 17.87^0 + 12 \times 33^0 + 9.9 \times 20.48^0}{10.8 + 10 + 12 + 9.9} = 18^0$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{18^0}{4} = 4.5^0$$

- Diện tích khối móng quy ước :

+ Bề rộng khối móng quy ước :

$$B_m = B_1 + 2 \cdot 42.7 \cdot \text{tg} 4.5^0 \text{ với } B_1 = 4.8 - 0.8 = 4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow B_m = 11 \text{ (m).}$$

+ Chiều dài khối móng quy ước :

$$H_m = H_1 + 2 \cdot 42.7 \cdot \text{tg} 4.5^0 \text{ với } L_1 = 4.8 - 0.8 = 4 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow H_m = 11 \text{ (m).}$$

+ Diện tích đáy khối móng quy ước :

$$F_m = H_m \cdot B_m = 121 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Trọng lượng khối móng quy ước :

$$Q^m = G^{\text{khối móng}} + G^{\text{cọc}} = 1/3 \cdot h \cdot (S + s + \sqrt{S \cdot s}) \cdot 2 + 4 \cdot 42.7 \cdot 0.785 \cdot 2.5 = 1/3 \cdot 42.7 \cdot (11 \cdot 11 + 4 \cdot 4 + 44) \cdot 2 + 336 = 5500 \text{ (T).}$$

- Trọng lượng tiêu chuẩn phần đài móng :

$$N^d = 2.2 \cdot 23.04 \cdot 2.5 = 126.7 \text{ (T).}$$

- Tải trọng tiêu chuẩn đưa về đáy khối móng quy ước :

$$+ N_{mqu}^{\text{tác}} = N^{\text{tác}} + N^d + Q^m = 1318.8 + 126.7 + 5500 = 6945.5 \text{ (T).}$$

$$+ M_{2x}^{\text{tác}} = M_{2x}^{\text{tác}} + Q_{3y}^{\text{tác}} \cdot 42.7 = 20.0 + 9.8 \cdot 42.7 = 439.4 \text{ (T.m).}$$

$$+ M_{3y}^{\text{tác}} = M_{3y}^{\text{tác}} + Q_{2x}^{\text{tác}} \cdot 42.7 = 26.7 + 12.9 \cdot 42.7 = 578.8 \text{ (T.m).}$$

- Áp lực tại đáy khối móng quy ước :

$$+ P_{\max}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} + \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} + \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 57.4 + 2.0 + 2.6 = 62.0 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\min}^{\text{tác}} = \frac{N^{\text{tác}}}{F_m} - \frac{M_x^{\text{tác}}}{W_x} - \frac{M_y^{\text{tác}}}{W_y} = 57.4 - 2.0 - 2.6 = 52.8 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

- Cường độ đất nền :

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \cdot B_m \cdot \gamma_{II} + B \cdot H_m \cdot \gamma'_{II} + D \cdot C_{II})$$

- Với :

+ m_1, m_2 : hệ số điều kiện làm việc của nền và hệ số điều kiện làm việc của công trình có tác dụng qua lại với nền. m_1 phụ thuộc loại đất, tra bảng

2.2/65 sách Nền và Móng thầy Nguyễn Văn Quảng. Nền trong trường hợp này là đất sét cứng có độ sệt $B < 0.5 \rightarrow m_1 = 1.2$, m_2 phụ thuộc loại sơ đồ kết cấu, lấy $m_2 = 1$.

+ $K_{\text{tác}}$: hệ số tin cậy, với các giá trị chỉ tiêu cơ lý được lấy từ khảo sát, $K_{\text{tác}} = 1$.

+ A, B, C : các hệ số phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong φ của lớp nền ngay dưới đáy móng quy ước. Với $\varphi = 20.48^\circ \rightarrow A = 0.52$; $B = 3.14$; $D = 5.82$.

+ B_m = cạnh bé đáy móng quy ước : 11 (m).

+ γ_{II} : giá trị tính toán dung trọng lớp đất dưới đáy móng : $2.06 \text{ (T/m}^3\text{)}$.

+ γ'_{II} : giá trị tính toán trung bình gia quyền dung trọng của các lớp đất từ đáy móng trở lên.

$$\gamma'_{II} = \frac{1 \cdot 2 + 15 \cdot 1.45 + 10 \cdot 1.86 + 12 \cdot 1.81 + 9.9 \cdot 2.06}{47.9} = 1.78 \text{ (T/m}^3\text{)}.$$

+ C_{II} : lực dính dưới đáy khối móng quy ước : $2.81 \text{ (T/m}^2\text{)}$.

+ H_m : chiều sâu chôn dài móng tính từ đáy dài móng đến mặt đất tự nhiên : 5.2 (m).

$$\rightarrow R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} \cdot (0.52 \cdot 11 \cdot 2.06 + 3.14 \cdot 5.2 \cdot 1.78 + 5.82 \cdot 2.81) = 68.6$$

(T/m^2).

- Điều kiện ổn định :

$$+ P_{\text{tb}} = (P_{\text{max}}^{\text{tác}} + P_{\text{min}}^{\text{tác}}) / 2 = 57.4 \text{ (T/m}^2\text{)} < R = 68.6 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\text{max}} = 62.0 < 1.2 \cdot R = 82.3 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{\text{min}} = 52.8 > 0$$

\rightarrow Đất nền dưới đáy móng khối quy ước thỏa điều kiện ổn định.

h. Kiểm tra lún trong móng cọc :

- Tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của khối móng quy ước trên nền thiên nhiên.

- Tính toán áp lực gây lún tại đáy khối móng quy ước :

$$p_z^{\text{gl}} = p^{\text{tác}} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = \frac{N_{\text{mqu}}^{\text{tc}}}{F_m} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i.$$

- Với :

+ p_z^{gl} : áp lực gây lún cho nền tại độ sâu z .

+ $N_{\text{mqu}}^{\text{tác}}$: lực nén tiêu chuẩn tại đáy khối móng quy ước do công trình, dài móng và móng khối quy ước gây ra : $N_{\text{mqu}}^{\text{tác}} = N^{\text{tác}} + N^{\text{đ}} + Q^{\text{m}} = 6945.5 \text{ (T)}$.

+ F_m : diện tích đáy móng khối quy ước : $F_m = 121 \text{ (m}^2\text{)}$.

$$\frac{N_{\text{mqu}}^{\text{tc}}}{F_m} = \frac{6945.5}{121} = 57.4 \text{ (T/m}^2\text{)}.$$

$$+ \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i : \text{ứng suất tại đáy móng quy ước do tải trọng bản thân các lớp}$$

đất gây ra khi chưa có công trình.

+ γ_i : dung trọng lớp đất thứ i có chiều dày h_i .

+ n : số lớp đất trong phạm vi từ mũi cọc trở lên đến mặt đất tự nhiên.

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 1*2 + 15*1.45 + 10*1.86 + 12*1.81 + 9.9*2.06 = 84.67$$

(T/m²).

- Ứng suất gây lún tại đáy móng :

$$z^{\text{tác}} = p^{\text{tác}} - \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i = 57.4 - 84.67 < 0 : \text{độ lún công trình không cần tính}$$

toán.

i. **Kiểm tra điều kiện chọc thủng đài móng :**

- Tác nhân gây chọc thủng đài cọc : phản lực do các cọc nằm ngoài đáy tháp chọc thủng. Nếu tất cả các cọc trong đài đều bị bao trùm hoàn toàn bởi đáy tháp chọc thủng thì không cần kiểm tra.

- Tháp chọc thủng : xuất phát từ mép cột và mở rộng về 4 phía 1 góc 45⁰.

- Kích thước đáy tháp chọc thủng :

$$+ B = b_c + 2* h_2$$

$$+ L = l_c + 2* h_2$$

- Với :

+ b_c, l_c : chiều rộng và chiều cao cột.

+ h_2 là đoạn chiều cao đài từ mặt trên đài đến đầu cọc ngầm vào đài

$$h_2 = 2.2 - 0.1 = 2.1 \text{ (m)}.$$

- kích thước đáy tháp chọc thủng :

$$+ B = b_c + 2* h_2 = 0.9 + 4.2 = 5.1 \text{ (m)} > 4 \text{ (m)} : \text{cọc bị che phủ hoàn}$$

toàn bởi đáy tháp chọc thủng

$$+ L = l_c + 2* h_2 = 0.9 + 4.2 = 5.1 \text{ (m)} > 4 \text{ (m)} : \text{cọc bị che phủ hoàn}$$

toàn bởi đáy tháp chọc thủng

Vậy không cần kiểm tra chọc thủng đài cọc

j. **Tính toán cốt thép đài cọc :**

- Cốt thép tính toán cho đài móng để đảm bảo khả năng chịu uốn của đài dưới tác dụng của phản lực đầu cọc và xem đài làm việc như 1 consol ngầm vào mép cột.

- Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i$$

- Với :

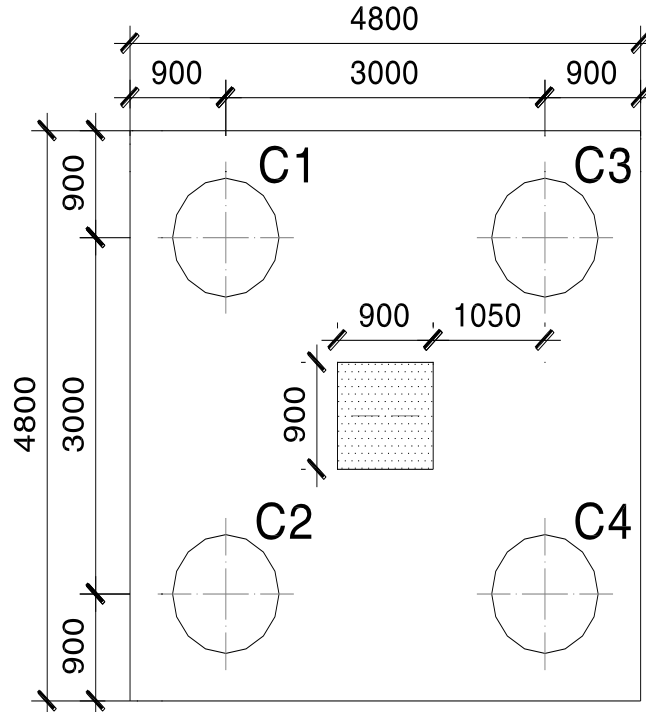
+ r_i : khoảng cách từ tâm cọc thứ i đến mặt ngàm.

+ P_i : phản lực đầu cọc thứ i .

- Diện tích cốt thép tính theo công thức :

$$F_a = \frac{M}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s}$$

- Với :
- + h_0 : chiều cao làm việc chịu uốn của đài .
- + R_s : cường độ tính toán cốt thép : 3650 (kG/cm²).



- Phản lực đầu cọc tính toán :
 - + Cọc C₃, C₄ : $P_{3,4} = \frac{1656}{4} + \frac{23.0}{9} \cdot 1.5 + \frac{30.7}{9} \cdot 1.5 = 422.9$ (T)
 - + Cọc C₁, C₂ : $P_{1,2} = \frac{1656}{4} - \frac{23.0}{9} \cdot 1.5 - \frac{30.7}{9} \cdot 1.5 = 405.0$ (T)
- Momen tại mặt ngàm quanh trục y : Máy do cọc C₃, C₄ gây ra :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 2 \cdot 422.9 \cdot 1.05 = 888.09$$
 (T.m).
- Momen tại mặt ngàm quanh trục x : M_x do nhóm cọc C₁, C₂ gây ra :

$$M = \sum_{i=1}^n r_i P_i = 2 \cdot 405 \cdot 1.05 = 850.50$$
 (T.m).
- Diện tích cốt thép do M_x :

$$F_a = \frac{M_x}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{85050000}{0.9 \cdot 205 \cdot 3650} = 126.3$$
 (cm²).
 Chọn 32 ϕ 22a150 : F_{ac} = 131.6 (cm²).
- Diện tích cốt thép do Máy :

$$F_a = \frac{M_y}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{88809000}{0.9 \cdot 205 \cdot 3650} = 131.9$$
 (cm²).
 Chọn 32 ϕ 22a150 : F_{ac} = 131.6 (cm²).

8.6 SO SÁNH VÀ LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN MÓNG

8.6.1 TỔNG HỢP VẬT LIỆU

Theo kết quả phân loại móng thì công trình có 6 loại móng, ta chỉ so sánh kết khối lượng một móng của từng phương án dựa vào các bản vẽ M1, M2, M3 ta thống kê được khối lượng cốt thép và bê tông cho từng phương án móng. Kết quả so sánh (cho móng M3: cả cọc và đài)

- Phương án cọc ép
 - +Khối lượng bê tông: 159.7 m³
 - +Khối lượng cốt thép: 16.1 T
- Phương án cọc nhồi :
 - +Khối lượng bê tông 186.1 m³
 - +Khối lượng cốt thép 19.1 T

8.6.2 SO SÁNH VÀ LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN MÓNG

Để so sánh và lựa chọn phương án móng cho công trình ta dựa vào các yếu tố sau

8.6.2.1 Điều kiện kỹ thuật

Cả hai phương án móng đều đủ khả năng chịu tải trọng do công trình truyền xuống, các điều kiện về độ lún và các điều kiện ổn định các móng đều thỏa

8.6.2.2 Điều kiện thi công

- Với điều kiện kỹ thuật hiện nay cả hai phương án móng đều có đầy đủ các thiết bị cần thiết cho việc thi công móng.
- Cọc ép thi công đơn giản nhưng gây chấn động làm ảnh hưởng đến các công trình xung quanh và thường gặp các sự cố trong quá trình thi công do gặp phải đá ngầm ...
- Cọc khoan nhồi thi công phức tạp hơn cọc ép nhưng có thể thi công qua các lớp đất cứng, ít gặp sự cố trong quá trình thi công và không gây chấn động ảnh hưởng đến các công trình xung quanh. Và trong điều kiện hiện nay cọc khoan nhồi đã trở nên thông dụng ở nước ta nên kỹ thuật thi công cũng được cải tiến nhiều và có máy móc hiện đại giúp cho việc thi công nhanh hơn và chính xác hơn tránh những rủi ro xảy ra trong quá trình thi công .

8.6.2.3 Điều kiện kinh tế

- Dựa vào kết quả thống kê ta nhận thấy phương án móng cọc ép có khối lượng thép và khối lượng cọc bê tông nhỏ hơn so với phương án cọc khoan nhồi.
- Phương án cọc khoan nhồi có giá thành thi công cao hơn do đòi hỏi kỹ thuật cao hơn, còn phương án móng cọc ép thì đòi hỏi kỹ thuật không cao lắm..

8.6.2.4 Các điều kiện khác :

- Ngoài ra một điều rất được chú ý là chất lượng thi công cọc khoan nhồi rất khó kiểm soát do phải thi công đổ bê tông trong môi trường nước ngầm dẫn đến chất lượng bê tông không đảm bảo, dẫn đến sức chịu tải của cọc giảm đáng kể rất nguy hiểm cho công trình ..

- Ngoài các điều kiện trên để đưa ra một phương án móng để áp dụng vào công trình còn phải dựa vào nhiều yếu tố khác như : qui mô công trình, điều kiện thi công, phương pháp thi công, điều kiện khí hậu, địa chất thủy văn . . .

8.6.3 LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN MÓNG :

Trong điều kiện thực tế hiện nay ở nước và dựa vào các điều kiện so sánh trên, các ưu nhược điểm của từng phương án móng đã được nêu ở phần tính toán của từng phương án móng và quy mô công trình (15 tầng, diện tích 47x51m) ta có thể nghiêng về chọn phương án móng cọc ép . Tuy nhiên do công trình chịu tải trọng gió và có tính gió động nên đòi hỏi tính ổn định công trình phải cao dưới tác dụng của tải trọng ngang là tải trọng gió, hơn nữa công trình có nội lực dưới chân cột khá lớn dẫn đến việc bố trí cọc ép là rất nhiều, do đó em chọn phương án móng cọc khoan nhồi.

CHƯƠNG 9

KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH

Nhận xét: Khi tính toán các tải ngang ta thấy tải gió (ở đây không tính động đất) có giá trị lớn so với các tải ngang khác nên khi kiểm tra ổn định chỉ cần kiểm tra với tải gió là đủ.

9.1 KIỂM TRA CHUYỂN VỊ ĐỈNH

| BẢNG CHUYỂN VỊ LỚN NHẤT TẠI ĐỈNH CÔNG TRÌNH | | | | | | | | |
|---|------|------------|-----------|-----------|-------------|--------------|--------------|---------|
| Tầng | nút | Tổ hợp | UX (m) | UY (m) | UZ (m) | RX | RY | RZ |
| SAN MAI | 77 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0105 | - 0.0036 | 0.00023 | 0.00007 | 0.00000 |
| SAN MAI | 587 | BAO MAX | 0.0117 | 0.0104 | - 0.0037 | 0.00004 | - 0.00163 | 0.00000 |
| SAN MAI | 1021 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0104 | - 0.0039 | - 0.00164 | 0.00024 | 0.00000 |
| SAN MAI | 1473 | BAO MAX | 0.0117 | 0.0106 | - 0.0042 | 0.00023 | 0.00023 | 0.00000 |
| SAN MAI | 1476 | BAO MAX | 0.0117 | 0.0104 | - 0.0039 | 0.00013 | 0.00021 | 0.00000 |
| SAN MAI | 1479 | BAO MAX | 0.0117 | 0.0104 | - 0.0039 | 0.00029 | - 0.00182 | 0.00000 |
| SAN MAI | 1488 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0106 | - 0.0049 | 0.00021 | 0.00028 | 0.00000 |
| SAN MAI | 2357 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0104 | - 0.0047 | 0.00028 | 0.00016 | 0.00000 |
| SAN MAI | 2929 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0105 | - 0.0272 | 0.00075 | - 0.00097 | 0.00000 |
| SAN MAI | 4315 | BAO MAX | 0.0117 | 0.0104 | - 0.0040 | 0.00268 | 0.00020 | 0.00000 |
| SAN MAI | 4317 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0104 | - 0.0040 | - 0.00211 | 0.00019 | 0.00000 |
| SAN MAI | 4707 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0106 | - 0.0136 | - 0.00035 | 0.00042 | 0.00000 |
| SAN MAI | 4708 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0105 | - 0.0155 | - 0.00037 | 0.00010 | 0.00001 |
| SAN MAI | 5040 | BAO MAX | 0.0117 | 0.0106 | - 0.0145 | - 0.00021 | 0.00280 | 0.00000 |
| SAN MAI | 5048 | BAO MAX | 0.0117 | 0.0106 | - 0.0162 | 0.00222 | 0.00247 | 0.00000 |
| SAN | 5086 | BAO | 0.0117 | 0.0106 | - | 0.00304 | 0.00076 | 0.00000 |

| | | | | | | | | |
|------------|------|------------|--------|--------|-------------|---------|---------|---------|
| MAI | | MAX | | | 0.0034 | | | |
| SAN MAI | 5088 | BAO MAX | 0.0116 | 0.0106 | - 0.0039 | 0.00048 | 0.00214 | 0.00000 |

Theo TCXD 198:1997 Chuyển vị đỉnh giới hạn đối với kết cấu bê tông cốt thép:

$$\left[\frac{f}{H} \right] = \frac{1}{1000}$$

Ta có :

$$\frac{f}{H} = \frac{0,0117}{49.4} < \left[\frac{f}{H} \right] = \frac{1}{1000}$$

→ Thỏa mãn điều kiện giới hạn chuyển vị đỉnh.

9.2 KIỂM TRA CHỐNG LẬT

Theo điều 3.2/ **TCXD 198-1997**, nhà cao tầng có tỉ lệ chiều cao trên chiều rộng (H/B) lớn hơn 5 thì phải kiểm tra khả năng chống lật dưới tác động của động đất và tải trọng gió theo điều 2.6.3.

Đối với công trình Trung Tâm Thương Mại An Bình, tỉ số $\frac{H}{B} = \frac{49.4}{47} = 1,05 < 5$, do đó ta không cần kiểm tra ổn định chống lật cho công trình.

Kết luận : độ ổn định tổng thể công trình được đảm bảo

PHẦN 3

THI CÔNG

CHƯƠNG 1

KHÁI QUÁT CÔNG TRÌNH

1.1 NHIỆM VỤ, YÊU CẦU THIẾT KẾ

Thiết kế biện pháp thi công các công việc chính. Được sự phân công nhiệm vụ của giáo viên hướng dẫn thi công, đề án chỉ thực hiện thi công công trình với khối lượng công việc như sau:

- Thi công cọc khoan nhồi
- Thi công móng
- Thi công bê tông móng
- Thi công phần thân

1.2 TRÚC, QUY MÔ CÔNG TRÌNH

Công trình Trung Tâm Thương Mại AN BÌNH, Dĩ An, Tỉnh Bình Dương với tổng diện tích mặt bằng khoảng 3284 m², quy mô 15 tầng, trong đó có 01 tầng hầm giữ xe bên dưới công trình.

- Công trình thuộc dạng kết cấu khung đỡ vách cứng
- Diện tích mặt bằng hầm: (63x 54) m = 3420 m²
- Chiều cao công trình tính đến sàn mái: H = 46.2 m
- Chiều cao công trình tính đến đỉnh mái: H = 49.4 m

Tiêu chuẩn áp dụng

TCXD 326-2004: Cọc khoan nhồi – tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu.

TCXD 205-1998: Móng cọc – tiêu chuẩn thiết kế.

TCXD 5308-1991: Quy phạm kỹ thuật an toàn trong xây dựng.

TCXD 1770-1986: Cát xây dựng – yêu cầu kỹ thuật

TCXD 1771-1986: Đá dăm, sỏi dùng trong xây dựng – yêu cầu kỹ thuật

TCXD 4506-1987: Nước dùng cho bê tông và vữa – yêu cầu kỹ thuật

TCXD 6260-1987: Xi măng pooclang hỗn hợp – yêu cầu kỹ thuật

TCXD 5592-1991: Bê tông nặng – yêu cầu bảo dưỡng tự nhiên.

TCXD 269-2002: Thí nghiệm cọc hiện trường bằng phương pháp nén tĩnh dọc trục.

TCXD 359-2005: Cọc – thí nghiệm kiểm tra khuyết tật bằng phương pháp động biến dạng nhỏ

TCXD 358-2005: Cọc khoan nhồi – phương pháp xung siêu âm xác định tính đồng nhất của bê tông.

TCXD 356-2005: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – tiêu chuẩn thiết kế

TCXD 309-2004: Công tác trắc địa trong xây dựng công trình – Yêu cầu chung.

TCXD 3972-1985: Công tác trắc địa trong xây dựng.

1.3 ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Tại thời điểm khảo sát (cuối tháng 11 năm 2013), mực nước ngầm tại cao độ -7.1 m. Địa chất công trình được khoan thăm dò và khảo sát như sau:

Lớp 1: Đất đắp

Nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ ±0.600m đến -1.600m.

Lớp 2: Bùn sét nhão

Sâu từ -1.600m đến -16.600m

Lớp 3: Sét pha dẻo

Có độ sâu từ -16.600m đến -26.600m

Lớp 4: Cát trung chặt vừa

Có độ sâu từ -26.600m đến -38.600m

Lớp 5: Sét pha vàng nâu trạng thái cứng

Có độ sâu từ -38.6m trở xuống

1.4 ĐIỀU KIỆN THI CÔNG

1.4.1 Nguồn nước thi công

Sử dụng đường ống cấp nước Bình Dương đi ngang qua công trình đáp ứng đủ nước sử dụng cho công trình thi công. Để dự phòng cho trường hợp cúp nước đột xuất ta tiến hành khoan thêm 1 giếng nước đường kính khoảng 0.5m để lấy nước.

1.4.2 Nguồn điện thi công

Trong quá trình thi công công trình nguồn điện cung cấp cho quá trình thi công là sử dụng mạng điện thành phố. Ngoài ra, để đảm bảo cho nguồn điện luôn có tại công trường thì ta dự trù bố trí 1 máy phát điện trong trường hợp điện thành phố cúp đột xuất. Đường dây điện gồm:

- Dây chiếu sáng và phục vụ sinh hoạt
- Dây chạy máy và phục vụ thi công
- Đường dây điện thấp sáng được bố trí dọc theo các lối đi có gắn bóng

đèn 100W chiếu sáng tại các khu vực sử dụng nhiều ánh sáng.

* Lưu ý :

Nếu đặt trên cao phải chú ý đến chiều cao không cản trở xe và có treo bảng báo độ cao. Nếu đặt ngầm dưới đất phải bao bọc hoặc che chắn đúng qui định về an toàn điện.

Đèn pha được bố trí tập trung tại các vị trí phục vụ thi công, xe máy, bảo vệ ngăn ngừa tai nạn lao động.

Đặt biển báo về an toàn điện tại những nơi nguy hiểm dễ xảy ra tai nạn.

1.4.3 Tình hình cung ứng vật tư

Công trình đang thi công tại BÌNH DƯƠNG là trung tâm thương mại và dịch vụ lớn của nước ta có nhiều khu công nghiệp và xí nghiệp đủ cung ứng vật tư và các thiết bị máy móc thi công cho công trình và được vận chuyển đến công trình bằng ô tô.

* Nhà máy xi măng Hà Tiên, bãi cát đá, nhà máy gạch Thủ Đức và những nhà máy Bê tông tươi ở gần thuận tiện cho công tác vận chuyển và đổ Bê tông.

* Sử dụng cốp pa FUVI.

* Vật tư được vận chuyển đến công trình theo yêu cầu thi công và được chứa trong các kho bãi tạm để dự trữ.

1.4.4 Nguồn nhân công xây dựng và lán trại công trình

Nguồn nhân công chủ yếu là nội trú trong nội thành và các vùng ngoại thành lân cận sáng đi chiều về, do những vị trí đất xung quanh chưa xây dựng hết nên có thể thuê đất để dựng lán trại tạm thời cho công nhân ở xa, đảm bảo nguồn nhân lực cho công trình. .

Dựng lán trại cho ban chỉ huy công trình, nhà bảo vệ và các kho bãi chứa vật liệu.

Vị trí xây dựng công trình không nằm trong trung tâm thành phố nên việc bố trí kho bãi có nhiều thuận lợi

Diện tích kho bãi chứa vật liệu được cân đối theo số lượng vật tư cần cung cấp, vừa đảm bảo cho tiến độ thi công, vừa đảm bảo tránh TOÀN động vật tư.

1.4.5 Điều kiện thi công

Do vị trí công trình không nằm trong nội thành thành phố nên việc thi công có nhiều thuận lợi nhưng cũng gặp nhiều khó khăn:

Thuận lợi:

- Tại địa điểm thi công công trình nằm ngay trung tâm quận 3 nên nguồn điện, nước, đường giao thông và cơ sở hạ tầng đều rất hoàn chỉnh.

- Từ công trình đến các chỗ cung ứng vật tư cơ sở hạ tầng rất hoàn hảo nên việc cung cấp vật tư và thiết bị, máy thi công dễ dàng.

- Điện được cung cấp từ nguồn điện của thành phố

- Nước được cung cấp từ nguồn nước thành phố

- Nhân công được thuê tại địa phương

- Máy móc thiết bị thuê ở các đơn vị thi công chuyên ngành tại địa phương

Khó khăn:

- Mặt bằng thi công chật hẹp, nên việc bố trí kho bãi, lán trại và các bộ phận gia công hết sức là tiết kiệm diện tích. Từ đó việc dự trữ vật tư, đưa phương tiện thi công vào công trình phải được tính toán một cách rất chặt chẽ.

- Hai mặt của công trình tiếp giáp với các công trình hiện hữu, 2 mặt còn lại giáp đường nên có nhiều khó khăn về mặt kỹ thuật khi thi công khu vực tiếp giáp, nhất là khi thi công phần móng công trình.

- Phương hướng, biện pháp thi công:

- Khối lượng thi công công trình rất lớn. Nhà 14 tầng nổi+ 1 tầng hầm.

Nên kết hợp thi công thủ công và thi công cơ giới là hợp lý nhất

- Phương hướng thi công từng công đoạn công trình theo trình tự hợp lý nhằm bảo đảm tiến độ hoàn thành công trình sớm nhất

CHƯƠNG 2

CÔNG TÁC CHUẨN BỊ

2.1 CHUẨN BỊ MẶT BẰNG THI CÔNG

2.1.1 Giải phóng mặt bằng

San ủi nền để lấy lại cốt cao trình. Tạo các rãnh thoát nước hai bên dọc theo công trình để mặt bằng thi công luôn đảm bảo khô ráo không ảnh hưởng tới quá trình thi công.

2.1.2 Định vị công trình

Dẫn mốc trắc đạc vào công trình để phục vụ cho công tác định vị trực, chuẩn bị thi công. Vị trí mốc chuẩn được bố trí trên tổng mặt bằng bên dưới. Mốc chuẩn được bố trí ở 3 góc của công trình, cách vách trong rào 1m.

Tiến hành lập hệ lưới khống chế, định vị các trục của công trình.

Tiến hành lập hệ thống tường rào bao che bằng tole cao 3m bốn mặt công trình.

2.2 CHUẨN BỊ NHÂN LỰC, VẬT TƯ THI CÔNG

2.2.1 Máy móc, phương tiện thi công

Các loại máy móc, phương tiện phục vụ thi công chủ yếu sau

- Công tác trắc đạc:
- Máy kinh vĩ: định vị tim, cốt công trình.
- Máy thủy bình: đo độ chênh cao.
- Công tác phân ngầm:
- Dàn máy khoan
- Cần trục tự hành bánh xích
- Máy đào gầu sấp, gầu ngựa
- Công tác bê tông:
- Máy trộn: Trộn vữa tô trát hoặc trộn bê tông khối lượng nhỏ.
- Với bê tông khối lớn, chọn phương án sử dụng bê tông thương phẩm.
- Các loại đầm mặt, đầm dùi.
- Công tác cốt thép
- Máy duỗi cốt thép
- Máy cắt, máy uốn cốt thép.
- Công tác cốppha, cây chống: Sử dụng cốppha nhựa FUVI tiêu chuẩn kết hợp với cốppha gỗ, cây chống sắt tiêu chuẩn kết hợp với cây chống gỗ
- Ngoài ra, cần trang bị thêm máy vận thăng, cần trục tháp khi tiến hành xây dựng phần công trình trên cao. Trang bị thêm máy phát điện dự phòng để không ảnh hưởng tới tiến trình thi công công trình.

2.2.2 Nguồn cung ứng vật tư

Được cung cấp bởi các nhà máy cung ứng vật tư, nhà máy chế tạo bê tông... có giấy chứng nhận của nhà sản xuất, đảm bảo cả chủng loại và chất lượng.

2.2.3 Nguồn nhân công

Lựa chọn, tuyển nguồn nhân công trên địa bàn thành phố đáp ứng các yêu cầu về trình độ văn hóa, kỹ thuật do BCH công trình đưa ra.

Nguồn nhân công được phân làm các tổ đội chính như sau:

- Tổ đội đào đất;
- Tổ đội cốppha;
- Tổ đội cốt thép;
- Tổ đội xây - tô;
- Tổ đội sơn;
- Tổ đội ốp lát;
- Tổ đội lắp ráp cửa và hoàn thiện khác.

2.2.4 Thiết bị văn phòng bch công trường, kho bãi:

Do công trình xây dựng tại địa bàn thành phố nên không yêu cầu xây dựng lán trại cho công nhân. Điều này, cũng tạo điều kiện thuận lợi cho công tác bảo vệ, trực đêm.

Văn phòng cho BCH công trường, do điều kiện mặt bằng thi công chật hẹp cộng với việc tận dụng các văn phòng sẵn có bên cạnh công trình, nên văn phòng BCH được bố trí ngay tại khu vực bên cạnh công trình.

CHƯƠNG 3

THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN NGẦM

3.1 MẶT KIẾN TRÚC

Công trình có 1 tầng hầm. Cao độ sàn tầng hầm là -3.600m

Tường tầng hầm: 0.3m

3.2 MẶT KẾT CẤU

Công trình sử dụng giải pháp móng cọc khoan nhồi D1000. Cao độ mũi cọc - 48.500m

Đáy móng đặt ở cao trình -5.800 m

3.3 PHƯƠNG ÁN THI CÔNG PHẦN NGẦM

3.3.1 Yêu cầu

Với giải pháp kết cấu móng như trên, thì phương án thi công phần ngầm công trình phải giải quyết tính ổn thỏa giữa 2 công tác chủ yếu là đào đất và thi công móng.

Phương án chọn phải dựa trên cơ sở tạo điều kiện thuận lợi cho 2 công tác đào đất và thi công móng được tiến hành thuận lợi, không chèn g chéo, cản trở lẫn nhau.

3.3.2 Nội dung phương án

Phương án thi công phần ngầm thực hiện theo trình tự như sau:

- Thi công hệ thống cừ Larsen chống vách đất quanh chu vi công trình.

- Tiến hành thi công cọc nhồi trên mặt bằng tự nhiên

- Đào đất bằng cơ giới đến cao trình -5.700 (Trừ các vị trí có cọc nhồi). Sau đó cho thi công đất bằng thủ công đến cao trình -5.900 m, và đào đất tại các vị trí có cọc nhồi.

- Thi công móng:

.Đập đầu cọc một đoạn 1m, để lấy cốt thép neo vào đài cọc.

.Đổ bê tông lót hố móng, thi công cốt thép, cốppha đài móng,đà kiềng.

CHƯƠNG 4

THI CÔNG ÉP CỪ

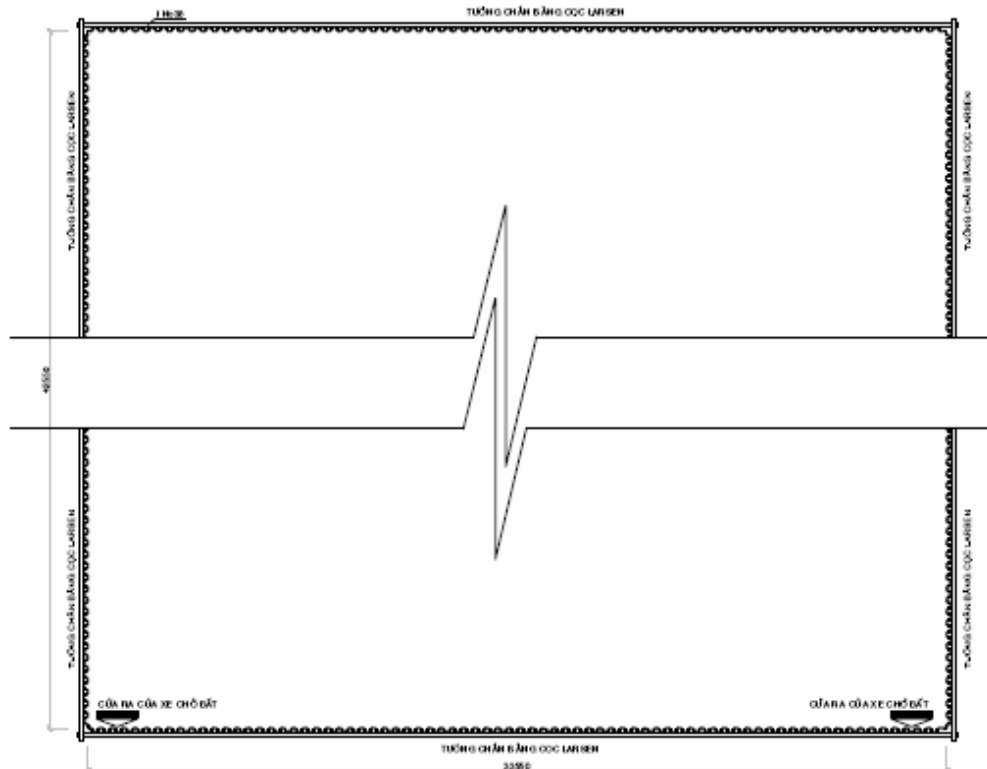
Với yêu cầu thi công tầng ngầm và giải pháp móng cọc nhồi BTACT, phương án thi công đất đề xuất theo trình tự sau:

- Thi công hệ thống cừ Larsen chống vách đất bao quanh chu vi công trình.
- Đào đất bằng cơ giới đến cao trình – 5.700m (cao trình đáy bê tông lót đài)
- Đào thủ công 20cm đất còn lại

4.1 Lựa chọn phương án:

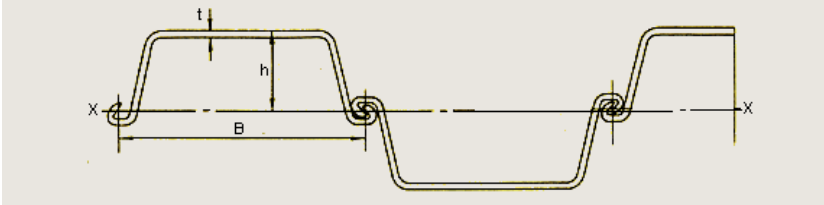
- ❖ Theo kết quả khảo sát địa chất, lớp đất mặt của công trình là lớp đất đắp dày 1m và bên dưới là lớp bùn sét nhão, có độ sâu trung bình - 16m so với cao trình tự nhiên, do đó, phạm vi đào phần ngầm của công trình nằm giữa hai lớp đất trên. Vì không có số liệu chỉ tiêu cơ lý của lớp đất đắp bên trên để đơn giản trong tính toán và bề dày lớp đất đắp này không lớn lắm do đó ta coi lớp đất đắp này như lớp đất bùn sét
- ❖ Một mặt, do không thể áp dụng biện pháp tạo mái dốc đất tự nhiên khi đào do không chế bởi các công trình hiện hữu bao quanh công trình. Vì vậy, để đảm bảo tính kinh tế và hiệu quả, ta áp dụng biện pháp chống vách đất bằng tường cừ thép Larsen theo chu vi mặt bằng đào đất.

Mặt bằng bố trí cừ Larsen



❖ Ưu điểm của loại cừ Larsen :

- Vật liệu có cường độ chịu uốn lớn.
- Được chế tạo sẵn theo yêu cầu, có thể hàn nối trực tiếp ngay tại công trường.
- Tính cơ động và khả năng luân lưu cao.
- Không yêu cầu máy thi công phức tạp và trình độ công nhân cao.

4.2 Tính toán tường cừ thép Larsen: (Trường hợp đỉnh không neo)


Dimensions and Sectional Properties

| Section Type | Dimensions | | | Per Pile | | | Per Linear Meter of Wall | | | | | |
|--------------|------------|------------|-------------------|---------------|--------------------|------------|--------------------------|-----------------|--------------------|-------------------|------------------------|----------------------|
| | Width (B) | Height (H) | Avg Coating Area* | Thickness (T) | Sectional Area (A) | Weight (W) | Moment of Inertia (Ix) | Section Modulus | Sectional Area | Weight (W) | Moment of Inertia (Ix) | Section Modulus (Zx) |
| | mm | mm | m ² /m | mm | cm ² | kg/m | cm ⁴ | cm ³ | cm ² /m | kg/m ² | cm ⁴ /m | cm ³ /m |
| I A | 400 | 85 | 0.47 | 8.0 | 45.21 | 35.5 | 598 | 88 | 113.0 | 88.8 | 4,500 | 529 |
| II | 400 | 100 | 0.50 | 10.5 | 61.18 | 48.0 | 1,240 | 152 | 153.0 | 120 | 8,740 | 874 |
| II A | 400 | 120 | 0.52 | 9.2 | 55.01 | 43.2 | 1,460 | 160 | 137.5 | 108 | 10,600 | 880 |
| III | 400 | 125 | 0.55 | 13.0 | 76.42 | 60.0 | 2,220 | 223 | 191.0 | 150 | 16,800 | 1,340 |
| III A | 400 | 150 | 0.57 | 13.1 | 74.40 | 58.4 | 2,790 | 250 | 186.0 | 146 | 22,800 | 1,520 |
| IV | 400 | 170 | 0.63 | 15.5 | 96.99 | 76.1 | 4,670 | 362 | 242.5 | 190 | 38,600 | 2,270 |
| IV A | 400 | 185 | 0.62 | 16.1 | 94.21 | 74.0 | 5,300 | 400 | 235.1 | 185 | 41,600 | 2,250 |
| III L | 500 | 170 | 0.69 | 12.0 | 87.90 | 69.0 | 4,420 | 352 | 175.8 | 138 | 27,500 | 1,620 |
| IV L | 500 | 200 | 0.73 | 17.0 | 111.50 | 87.5 | 7,080 | 470 | 223.0 | 175 | 50,000 | 2,500 |
| VL | 500 | 200 | 0.71 | 24.3 | 133.80 | 105.0 | 7,960 | 520 | 267.6 | 210 | 63,000 | 3,150 |
| VI L | 500 | 225 | 0.75 | 27.6 | 153.00 | 120.0 | 11,400 | 680 | 306.0 | 240 | 86,000 | 3,820 |
| C III | 400 | 125 | | 13.0 | | 60.0 | | | | | | |

Chọn sơ bộ cừ Larsen loại II (theo bảng trên) có các thông số sau:

- Diện tích tiết diện ngang : 61,18 cm².
- Trọng lượng : 48 KG/m
- Momen quán tính : 1240 cm⁴
- Momen kháng uốn: 152 cm³
- Chiều dài: L = 18m.

a/ Cơ sở tính toán :

Lý thuyết tính toán dựa trên giáo trình ‘Công nghệ thi cọc và hố đào sâu’ của thầy Phạm Khắc Xuân_ trang 77

b/ Yêu cầu tính toán:

Tính độ sâu ngầm cọc vào đất sao cho đảm bảo đủ khả năng chịu áp lực chủ động ngang của đất .

c/ Tính toán :

- Theo phương pháp của H.Blum, độ sâu t của tường được tính theo công thức:

$$t = u + 1.2x = u + 1,2\xi.l$$

Trong đó:

u: Khoảng cách từ điểm áp lực đất bằng 0 đến đáy hố móng.

$$u = \frac{K_a h}{(K_p - K_a)}$$

h: độ sâu hố móng ($h=5.3 \text{ m}$)

K_a, K_p lần lượt là áp lực đất chủ động và bị động của đất.

ξ : là nghiệm của phương trình : $\xi^3 - m'\xi - m'+n'=0$

$$m' = \frac{6 \sum P}{\gamma^2 (K_p - K_a)} \quad n' = \frac{6a \sum P}{\gamma^3 (K_p - K_a)}$$

Hệ số áp lực đất chủ động và bị động được xác định theo:

$$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad \text{và} \quad K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$$

Ta được : $t = 11.8 \text{ m}$

Chọn chiều dài cừ: $l_{cu} = t + h = 11.8 + 0.3 + 5.3 = 17.4 \text{ m}$, **Chọn cừ dài 18m.**

- Sử dụng cừ Larsen mã hiệu II

(Trong đó, chiều sâu ngàm vào đất chọn $t = 12.4 \text{ m}$ (tính từ đáy móng), đầu cừ sau khi đóng cao hơn mặt đất tự nhiên 0.3 m , còn mặt trước đóng cừ xuống cao trình đất tự nhiên để mở cửa cho xe ra vào.

4.3 Kỹ thuật thi công cừ thép larsen:

4.3.1 Chuẩn bị mặt bằng:

- Định vị các trục hàng cừ chuẩn bị đóng (cách trục bao ngoài công trình 2 m)

- Tập kết cừ trên mặt bằng dọc theo trục ép cừ,

Lưu ý: Cừ Larsen tập kết thành 2 hàng, một hàng đặt úp, một hàng đặt ngửa, Biện pháp này nhằm làm tăng năng suất máy ép cừ, Giúp máy thao tác gọn và nhanh hơn

Trên hình vẽ : nhóm cừ 1 là nhóm đặt úp, nhóm 2 là nhóm đặt ngửa, Các cừ trong nhóm đặt so le với nhau để thuận tiện cho búa thao tác khi kẹp cừ.

- Tính toán sơ bộ số lượng cừ cần thiết :

$$\text{- Số cừ theo trục ngang công trình : } n_1 = \frac{63000 + 2 \times 2000}{400} \times 2 = 335 \text{ cây}$$

(2 cạnh)

Chọn $n_1 = 336$ cây.

$$\text{- Số cừ theo trục dọc công trình : } n_2 = \frac{54000 + 2 \times 2000}{400} \times 2 = 290 \text{ cây (2}$$

cạnh)

Chọn $n_2 = 290$ cây.

$$\Rightarrow \text{Tổng cộng : } N = n_1 + n_2 = 336 + 290 = 626 \text{ cây.}$$

Chọn máy ép cừ VPP-2A có các thông số sau :

- Công suất : 40 KW
- Lực rung max : 250 KN
- Tần số rung : 1500 phút⁻¹
- Trọng lượng : 2.2 T

4.3.2 Quy trình thi công cừ thép :

-Khi hạ cừ Larsen vào đất, tiến hành thành từng đoạn không hạtừng thanh riêng , Đối với thanh cọc đầu tiên, do có tác dụng dẫn hướng nên cần kiểm tra kỹ độ thẳng đứng theo 2 phương, thanh cọc này dài hơn các thanh cọc khác 3m (loại 21m)

-Do chiều dài thanh cừ là 18 m, để nhằm tận dụng tối đa hiệu suất của máy, tránh trường hợp máy phải dài chuyển kẹp cừ xa chỗ đóng, ta tiến hành xếp cừ theo từng cụm dọc 2 bên tuyến ép. Trong mỗi cụm có 2 nhóm: nhóm 1 : đặt cừ úp và nhóm 2 : đặt cừ ngửa.

$$\text{Số lượng cừ trong cụm được tính như sau : } n = \frac{\frac{L}{k} + a}{b}$$

Trong đó:

- L: chiều dài cừ (Trong trường hợp này $L = 18m$)

- k: hệ số phụ thuộc và việc bố trí cừ trên mặt bằng.

k = 1: bố trí cừ 1 bên tuyến ép.

k = 2: bố trí cừ 2 bên tuyến ép. (Trường hợp sử dụng)

- a: khoảng cách giữa các nhóm cừ trong một hàng để thuận tiện cho búa rung kẹp cừ (Chọn $a = 0,6m$)

- b: bề rộng tấm cừ (Sử dụng loại II có $a = 0,4m$)

Theo đó, ta có số lượng cừ trong cụm:

$$n = \frac{\frac{18}{2} + 0,6}{0,4} = 24 \text{ cây}$$

=> chia thành 2 nhóm mỗi nhóm 12cây

4.3.3 Phân đoạn thi công ép cừ :

-Số phân đoạn: $n = \frac{626}{24} = 26$

Chọn 26 phân đoạn

-Chiều dài 1 phân đoạn: $24 \times 0,4 = 9,6m$

Vậy mỗi phân đoạn sẽ thi công 9.6m tường cừ

CHƯƠNG 5

THI CÔNG CỌC KHOAN NHỒI

TRÌNH TỰ THI CÔNG CỌC NHỒI NHƯ SAU :

1. Định vị vị trí khoan cọc và tiến hành khoan lỗ đặt ống định vị, đất được lấy bằng gầu khoan và được chở đi bằng xe tải
2. Khoan tạo lỗ đến độ sâu thích hợp thì tiến hành hạ ống chống vách
3. Khoan cọc đến độ sâu thiết kế
4. Nạo vét hố khoan
5. Hạ lồng thép vào hố khoan
6. Lắp đặt ống TREME
7. Thổi rửa hố khoan
8. Đổ bê tông cho hố khoan
9. Rút ống chống vách
10. Kết thúc quá trình thi công cọc, dài chuyển cần khoan sang vị trí khác

5.1 CHUẨN BỊ VẬT TƯ THIẾT BỊ THI CÔNG CỌC

Thiết bị thi công cọc tại công trường phải đảm bảo thi công an toàn, nhanh chóng và hiệu quả theo đúng yêu cầu thiết kế. Các thiết bị thi công cần có các chứng chỉ kiểm định phù hợp.

NT cần huy động đầy đủ thiết bị để công việc được tiến hành đúng tiến độ thi công.

5.1.1 Chuẩn bị máy khoan

Trước khi đưa máy vào hoạt động khoan, máy khoan phải được bảo dưỡng và vận hành thử đảm bảo không bị trục trặc trong quá trình khoan.

Đưa máy vào vị trí :

+ Định vị tim cọc xong, đưa máy vào vị trí. Trên máy khoan có level để cân chỉnh máy nằm trên mặt phẳng ngang.

+ Cần khoan phải được điều chỉnh cho thẳng đứng và đúng tim cọc, độ nghiêng của cần khoan không vượt quá 1%.

+ Kiểm tra độ thẳng đứng cần khoan bằng quả dọi hoặc bằng máy kinh vĩ. Với chiều dài 1 đoạn thường là 15m thì độ lệch giữa 2 đầu cần phải nhỏ hơn 15cm tương ứng với $\frac{1}{2}$ đường kính cần khoan.

5.1.2 Chuẩn bị ống vách

Ống vách có đường kính lớn hơn đường kính danh nghĩa của cọc 100mm, độ dày 10mm. Đầu trên của ống vách hàn 2 tai để ống vách không bị tuột xuống sâu quá ngoài ý muốn.

Ống vách dài 6m.

Ống vách trước khi hạ không bị biến dạng lớn, kích thước trong ống vách chỗ nhỏ nhất phải lớn hơn đường kính gầu khoan để không ảnh hưởng đến việc dài chuyển của gầu khoan trong ống vách.

Việc hạ ống vách phải đảm bảo: Ống vách sau khi hạ phải đảm bảo các sai số nằm trong giới hạn sau:

- + Độ nghiêng $\leq 1/100$
- + Sai số tọa độ tâm ống vách trên mặt bằng $\leq 7\text{cm}$ theo mọi phương.
- + Việc kiểm tra sai số trên có thể thực hiện bằng phương pháp sau:
 - + Kiểm tra độ nghiêng: Đo trên miệng ống vách. Để tăng độ chính xác, dùng cây thước thẳng dài từ 3m đặt trên miệng ống vách. Đo độ chênh lệch cao độ 2 đầu cây thước bằng thước thép hoặc máy toàn đạc. Nếu độ lệch cao độ $\leq 1/100$ chiều dài thước là đạt yêu cầu.
 - + Sai số tọa độ tâm ống vách trên mặt bằng có thể kiểm tra lại bằng máy toàn đạc hoặc kiểm tra so với 3 điểm gửi ban đầu.

5.1.3 Bentonite

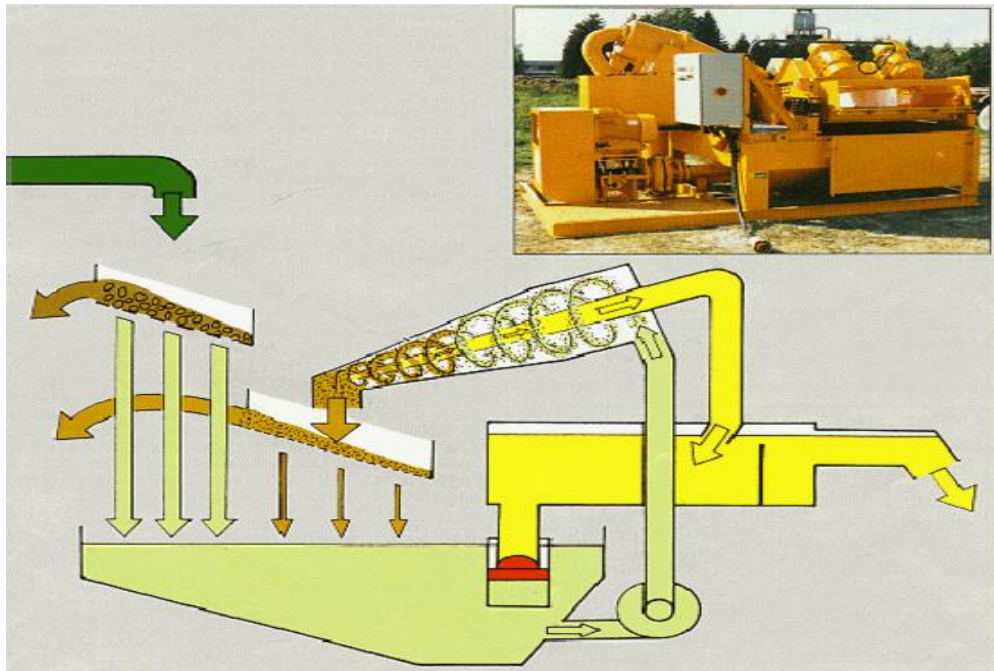
Dung dịch bentonite trước khi đưa xuống hố khoan để tiến hành khoan phải đảm bảo các thông số theo bảng sau (*Yêu cầu thiết kế*) :

| Chỉ tiêu cơ lý | Yêu cầu dung dịch khoan trước khi thi công | Phương pháp thử |
|----------------|--|--|
| Tỷ trọng | 1,05 ÷ 1,15 | Cân tỷ trọng |
| Độ nhớt (s) | 18 ÷ 45 | Thời gian chảy qua phễu tiêu chuẩn 700ml/500ml |
| Độ Ph | 7 ÷ 9 | Giấy Ph |
| Hàm lượng cát | <6% | Dụng cụ đo hàm lượng cát |

Dung dịch bentonite có thể cho phép sử dụng lại nhiều lần sau khi đã qua công đoạn xử lý. Việc xử lý dung dịch bentonite gồm các bước sau :

- + Xử lý cát có thể bằng máy sàng cát hoặc bằng bể lắng.
- + Xử lý độ nhớt, tỷ trọng và độ pH bằng cách trộn thêm bentonite mới hoặc trộn thêm một số loại phụ gia

Bentonite sử dụng trong quá trình thi công bị hao hụt dần và được bổ sung bằng bentonite mới do đó dung dịch bentonite luôn đảm bảo yêu cầu.



Hình ảnh minh họa máy móc phục vụ cho việc cung cấp và xử lý bentonite

5.1.4 Bê tông

a. Cấp nền bê tông

Bê tông cọc khoan nhồi có B25(Mác 350) tuân thủ TCXD 356-2005

b. Trộn thử

Nếu sử dụng bê tông trộn tại công trường, NT sẽ phải sắp xếp việc trộn thử bê tông dưới sự chứng kiến của KS trước khi bắt đầu thi công ở hiện trường. Công tác trộn thử này phải được thực hiện theo đúng cấp phối đã trình cho KS.

c. Thiết kế cấp phối

NT phải trình cho KS duyệt thiết kế cấp phối của bê tông trước khi bắt đầu công tác thi công trên công trường. Thiết kế cấp phối phải do phòng thí nghiệm hợp chuẩn kiểm tra & xác nhận.

d. Phụ gia

Mọi phụ gia sử dụng cho bê tông cần được NT trình đặc tính kỹ thuật cho KS duyệt. Chỉ được phép sử dụng phụ gia khi KS đã chấp thuận. Việc sử dụng phụ gia cần tuân thủ đúng chỉ dẫn của NSX.

e. Bê tông cho cọc

KS có thể cho phép sử dụng bê tông trộn sẵn với điều kiện là toàn bộ các chi tiết về cấp phối và hoạt động phải đệ trình cho KS để được chấp thuận trước. KS chỉ có thể cho phép khi bê tông đó theo đúng yêu cầu của ĐKKT và tiêu chuẩn áp dụng. NT phải bảo đảm rằng KS có quyền đến trạm trộn của nhà cung cấp vào mọi thời điểm để kiểm tra về chất lượng bê tông cung cấp. Mỗi xe bê tông sẽ phải kèm theo một phiếu giao hàng có đóng dấu thời gian trộn, đồng thời ghi rõ tên người nhận và khối lượng của từng loại vật liệu trong cấp phối bao gồm nước và các chất phụ gia.

f. Thử nghiệm bê tông

Cần giám sát chặt chẽ công tác trộn bê tông, đồng thời phải tiến hành thử nghiệm cường độ bê tông khối theo tiêu chuẩn Việt Nam. Trừ phi KS có chỉ thị

khác, một bộ gồm ít nhất 3 mẫu thử bê tông có kích thước 150x150 mm sẽ được lấy ra từ mỗi 10m³ bê tông hoặc mỗi 10 mẻ trộn bê tông sử dụng cho công tác cọc. Đối với trường hợp sau, phải lấy mẫu từ một mẻ duy nhất theo cách chọn ngẫu nhiên trong các mẻ trộn. Một mẫu thử bê tông trong từng bộ mẫu sẽ được thử nghiệm sau 7 ngày tuổi và hai mẫu thử còn lại vào 28 ngày tuổi sau khi đúc. Các mẫu bê tông thử nghiệm phải được lấy từ một mẻ bê tông tiêu biểu sử dụng cho công tác đúc cọc và từng mẫu sẽ được đánh dấu đúng cách và nhận dạng bằng các chi tiết liên kết mẫu với lỗ khoan sử dụng bê tông đó.

Công tác thử nghiệm phải được tiến hành tại phòng thí nghiệm đã được chấp thuận. Kết quả thử nghiệm phải được đệ trình cho KS trong vòng 48 tiếng sau khi thử nghiệm.

g. Độ sụt

Cần tiến hành thử nghiệm độ sụt của bê tông cho từng xe bê tông. Độ sụt đo vào thời điểm xả bê tông vào trực cọc hoặc vào thời điểm xả vào phễu bơm bê tông. Độ sụt cần theo đúng các tiêu chuẩn thể hiện dưới đây trừ phi có chỉ thị khác. Không được sử dụng bơm bê tông để đổ bê tông từ ống trực tiếp vào trực cọc.

| Loại tính năng hoạt động | Độ sụt (mm) | Điều kiện sử dụng tiêu biểu |
|---------------------------------|--------------------|--|
| A | 100 ± 25 | Khi đổ bê tông vào cọc không có nước |
| B | 180 ± 20 | Khi đổ bê tông bằng phương pháp ống đổ dưới nước, có dung dịch khoan |

Bê tông dùng cho cọc phải được thiết kế cấp phối để đảm bảo tỉ lệ nước - xi măng thích hợp để cho ra độ sụt cao. Trường hợp NT dùng phụ gia làm chậm đông được chấp thuận nhằm bảo đảm tính năng hoạt động của bê tông kéo dài lâu hơn sau khi đổ. NT cần đưa các điều kiện này vào đơn giá cọc.

h. Thử mẫu bê tông không đạt yêu cầu

Nếu các mẫu bê tông thử nghiệm không đạt yêu cầu, NT phải đảm nhận toàn bộ các công việc khắc phục bổ sung cần thiết do hậu quả gây ra cho đến khi đạt sự chấp thuận của KS.

5.2 YÊU CẦU KỸ THUẬT THI CÔNG

5.2.1 Chuẩn bị nhân sự

Công tác cọc sẽ được thực hiện bởi các công nhân cán bộ kỹ thuật và nhân viên giám sát làm việc toàn thời gian. Những người này phải có kinh nghiệm trong việc thi công cọc nhồi.

NT phải đệ trình cho KS để được chấp thuận các chứng nhận như bằng cấp, chứng chỉ, lý lịch công tác để chứng minh rằng những người tham gia công tác này có kinh nghiệm về công việc nói trên.

5.2.2 Dung sai cho phép

a. Vị trí

Các đầu cọc phải được bố trí theo các bản vẽ thiết kế với độ lệch tối đa là 75mm về bất cứ hướng nào tính từ vị trí thiết kế.

b. Độ thẳng đứng

Đối với cọc khoan nhồi đúc tại chỗ, độ lệch tối đa cho phép của cọc hoàn tất theo đường thẳng đứng từ bất cứ cao trình nào là 20mm trên 1 mét dài cọc.

c. Điều chỉnh

Trong trường hợp khoan đúc cọc ra ngoài phạm vi dung sai cho phép nói trên, ảnh hưởng tới thiết kế và bề ngoài của cấu trúc, NT cần đề xuất và thực hiện ngay các biện pháp chỉnh sửa dưới sự chấp thuận của KS.

5.2.3 Định vị cân chỉnh máy khoan

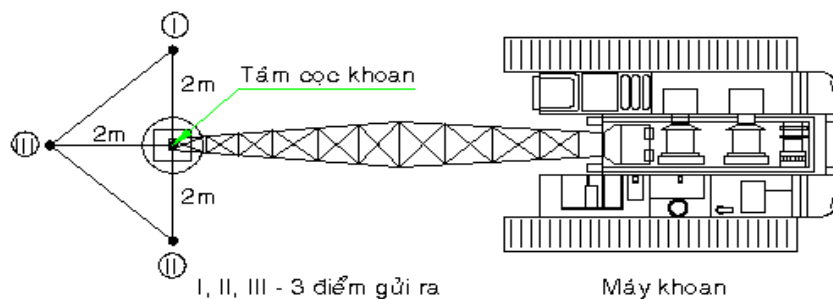
Chuẩn bị điểm khoan, định vị tim cọc :

+ Trình tự khoan tạo lỗ và đổ bê tông cọc phải theo tiến độ đưa ra trong tuần và kế hoạch ngày đã trình Chủ đầu tư (CĐT) và Tư vấn giám sát (TVGS), đảm bảo không khoan các cọc ở phạm vi quá gần các cọc vừa mới đúc xong vì bê tông các cọc này còn chưa đông cứng, cụ thể như sau :

+ Sau khi xác định được số hiệu cọc sẽ khoan, trên cơ sở các mốc trắc đạc được giao, đơn vị thi công căn cứ toạ độ trên bản vẽ thiết kế để xác định tâm cọc bằng máy toàn đạc kết hợp với tâm kính để xác định tim cọc trên mặt bằng.

+ Khi đã xác định được tim cọc rồi, thì gửi ra 3 điểm đều cách tim cọc một khoảng bằng nhau và 3 điểm đó nằm trên 2 đường vuông góc nhau để làm cơ sở định vị ống vách và kiểm tra tim cọc trong quá trình khoan.

+ Cách gửi điểm như hình vẽ sau:



ĐỊNH VỊ TÂM CỌC KHOAN

5.2.4 Chuẩn bị máy khoan

Trước khi đưa máy vào hoạt động khoan, máy khoan phải được bảo dưỡng và vận hành thử đảm bảo không bị trục trặc trong quá trình khoan.

Đưa máy vào vị trí :

+ Định vị tim cọc xong, đưa máy vào vị trí. Trên máy khoan có level để cân chỉnh máy nằm trên mặt phẳng ngang.

+ Cần khoan phải được điều chỉnh cho thẳng đứng và đúng tim cọc, độ nghiêng của cần khoan không vượt quá 1%.

+ Kiểm tra độ thẳng đứng cần khoan bằng quả dọi hoặc bằng máy kinh vĩ. Với chiều dài 1 đoạn thường là 15m thì độ lệch giữa 2 đầu cần phải nhỏ hơn 15cm tương ứng với $\frac{1}{2}$ đường kính cần khoan.

5.2.5 Chuyển đất thải ra công trường và lấp đất đầu cọc

- Trong công trường thường xuyên túc trực máy đào và xe vận chuyển đất thải chuyên dụng. Đất khoan lên được máy đào xúc lên xe chuyển sớm ra khỏi công trường để hạn chế tối đa việc đất thải làm lầy lội công trường.

- Đối với các cọc có cao độ đỉnh đổ bê tông thấp hơn cao độ mặt đất tự nhiên thì một phần đất khoan lên được chọn lọc để lấp lại vào đầu cọc sau khi đổ bê tông. Thời gian lấp đất lại nên thực hiện sau khi bê tông đổ đã ninh kết (sau 24h)

5.2.6 Biện pháp chỉnh sửa cọc

Khi cọc được khoan đục không đúng vị trí trong phạm vi giới hạn đề ra, không được áp dụng biện pháp chỉnh sửa bằng cơ học (nghĩa là không được dùng kích, tời, vv... để đưa cọc về đúng vị trí thiết kế)

5.2.7 Nghiệm thu cọc khoan nhồi

Cọc không được KS nghiệm thu do thi công và khoan đục không theo đúng điều kiện kỹ thuật phải được NT thay thế hoặc sửa chữa cho tới khi đạt được sự chấp thuận của KS. Việc này bao gồm công tác khoan lại cọc, thiết kế và thi công móng đã chỉnh sửa cũng như thi công cọc bổ sung. NT chịu mọi chi phí phát sinh do việc thay đổi & thiết kế lại móng công trình

5.2.8 Nhật ký thi công

Nhật ký thi công cọc cho từng cọc sẽ được NT lưu giữ, đồng thời một bản sao của nhật ký thi công mỗi ngày phải được trình cho KS trong thời gian 24 giờ. Biểu mẫu của biên bản trước hết phải được sự chấp thuận của KS trước khi bắt đầu tiến hành thi công cọc.

Tất cả các sự kiện bất thường xảy ra khi thi công không như dự kiến đều phải được ghi vào nhật ký thi công.

Hai (2) bộ nhật ký thi công cọc hoàn chỉnh của toàn bộ cọc đã được đối chiếu và xác nhận phải được NT đệ trình cho KS sau khi hoàn thành công tác khoan đục cọc.

5.3 TRÌNH TỰ KỸ THUẬT THI CÔNG CỌC NHỒI

5.3.1 Định vị cọc

Trước khi bắt đầu công tác khoan, NT cần phải xây dựng các mốc chuẩn và các mốc khống chế trung gian để định vị chính xác vị trí cọc trên tổng mặt bằng công trình. Mốc chuẩn phải được KS duyệt.

Việc định vị cọc phải được thực hiện bởi một trắc đạc KS được chấp thuận. NT phải chịu trách nhiệm về sự chính xác của địa điểm và vị trí từng cọc. Bất cứ sai sót nào trong việc bố trí mốc và bất cứ sự thiệt hại nào gây ra hậu quả cho Chủ đầu tư phải được NT khắc phục tới mức độ chấp thuận của KS.

NT phải bảo quản các cọc tiêu & mốc chuẩn do cán bộ Trắc Đạc bố trí. Trong trường hợp có cọc hay mốc nào bị dãi dờn hoặc mất đi, Trắc Đạc cần thay lại cọc hay mốc khác với sự chấp thuận của KS. Sau khi hoàn thành toàn bộ công tác cọc, NT phải thực hiện bản vẽ hoàn công trong đó thể hiện vị trí các cọc đã được thực hiện. Vị trí cọc phải được Trắc Đạc xác nhận.

5.3.2 Khoan tạo lỗ mũi tiến hành hạ ống vách

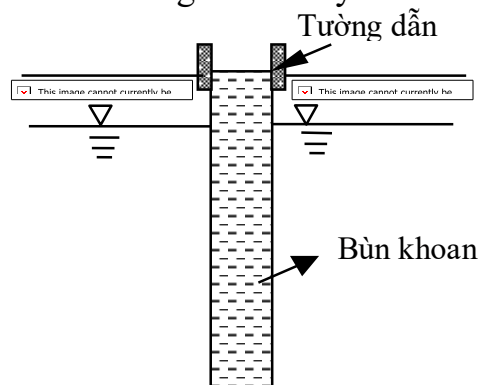
Biện pháp giảm hiện tượng nền đất bị rung động mạnh xung quanh ống vách khi hạ bằng búa rung ngay trên lớp đất mặt, người ta khoan lỗ nhỏ trước khi hạ ống vách.

Thi công ống vách là công tác quan trọng.

- Định vị tâm ống vách trùng với vị trí tâm cọc.
- Cần chú ý xác định độ thẳng đứng của ống vách. Sai số độ thẳng đứng ống vách $\leq 10\%$
- Cao trình hạ đỉnh ống vách : trên mặt đất tự nhiên 0.5m
- Sau khi hoàn tất quá trình hạ ống vách, dùng đầy sét lèn chặt giữ ống vách cố định trong suốt quá trình thi công cọc

5.3.3 Khoan tạo lỗ đến chiều sâu thiết kế

- Trong quá trình khoan phải thường xuyên kiểm tra sự cân bằng của máy và độ thẳng đứng của cần khoan. Đồng thời phải thường xuyên bơm dung dịch bentonite xuống hố khoan sao cho mực dung dịch trong hố khoan luôn cao hơn mực nước ngoài ống vách.
- Trong quá trình khoan tạo lỗ phải thường xuyên theo dõi các lớp địa chất mà mũi khoan đi qua và đối chứng với tài liệu khảo sát địa chất.
- Công tác khoan nên tiến hành liên tục và không được phép nghỉ nếu không có sự cố gì về máy móc và thiết bị khoan.
- Kiểm tra độ sâu hố khoan bằng thước dây mềm có quả rơi nặng ở đầu.



5.3.4 Làm sạch hố khoan

Gồm 2 bước:

Bước 1:

- Khi khoan đủ chiều sâu thiết kế thì dừng lại chờ lắng từ 30 ÷ 60 phút. Sau đó cho gàu vét lại lắng đọng hố khoan. Khi gàu chạm đáy thì khoan với tốc độ chậm để vét hết các lắng đọng dưới đáy hố khoan.

Bước 2:

- Sau khi hạ xong cốt thép và ống đổ bê tông, nếu độ lắng của hố khoan vượt quá 10cm hoặc tỷ trọng dung dịch bentonite quá cao $> 1,15$ thì ta tiến hành vệ sinh hố khoan lần 2 được thực hiện bằng phương pháp thổi rửa như sau:
 - Đưa ống thổi rửa có đường kính nhỏ ($\Phi 90$ - $\Phi 100$) vào trong ống đổ bê tông và xuống tới gần đáy hố khoan. Dùng khí nén đưa xuống đáy hố khoan tạo áp lực cao dưới đáy hố khoan để đẩy vật chất lắng đọng lên theo ống thổi rửa đồng thời phải bơm bổ xung dung dịch bentonite mới vào hố khoan.

- Việc thổi rửa thực hiện đến khi dung dịch bentonite lấy lên sạch (hàm lượng cát $\delta < 6$, tỷ trọng $< 1,15$) và lượng chất bồi lắng đáy hố khoan sau khi đã vệ sinh hố khoan không được dày quá 100mm.

- Việc kiểm tra chất lượng bồi lắng thực hiện bằng cách đo chiều sâu hố khoan sau khi vệ sinh hố khoan lần 1 và sau khi vệ sinh hố khoan lần 2.

5.3.5 Công tác gia công cốt thép và hạ lồng thép

- Cốt thép đưa vào sử dụng phải đúng kích thước và chủng loại theo đúng yêu cầu thiết kế.

- Mỗi lần vận chuyển thép tới công trường đều phải lấy hai tổ mẫu để kiểm tra, mỗi tổ có 3 mẫu, một tổ kiểm tra nén, một tổ kiểm tra uốn.

- Lồng thép cọc được chế tạo sẵn thành các lồng ngắn theo chiều dài cây thép tiêu chuẩn là 11,7 m.

- Các lồng thép phải được kiểm tra trước và sau công tác khoan hoàn thành, các đoạn lồng thép sẽ được tập kết gần hố khoan để chuẩn bị hạ từng lồng một.

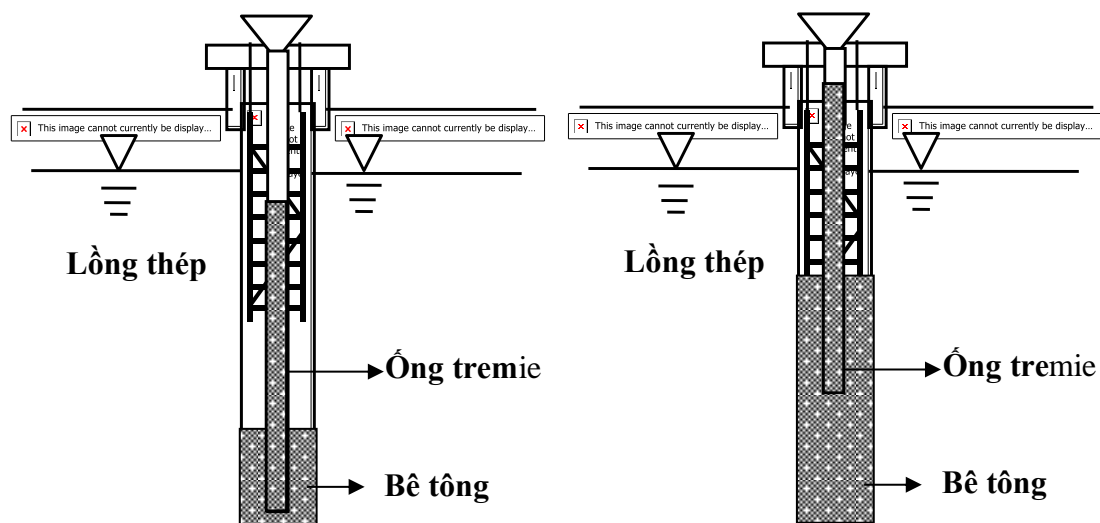
- Chiều dài nối lồng theo yêu cầu thiết kế là 650mm, liên kết chắc chắn các đoạn lồng với nhau bằng dây thép nhỏ ($\Phi 1\text{mm} - \Phi 2\text{mm}$) và tăng cường bằng các mối hàn khi nối các đoạn lồng thép cuối cùng.

- Công tác hạ lồng thép phải được làm khẩn trương để giảm tối đa lượng chất lắng đọng xuống đáy hố khoan, cũng như khả năng sụt lở thành vách.

- Công tác hạ lồng thép tiến hành ngay sau khi vệ sinh hố khoan xong và tiến hành càng sớm càng tốt.

- Sau khi lồng thép đã được hạ đến cao độ yêu cầu, neo cố định lồng thép vào ống vách bằng 3 đoạn thép $\Phi 10$ để tránh tuột lồng.

- Để cho khung cốt thép đặt đúng tâm hố khoan thì trên khung cốt thép phải đặt sẵn các con kê bằng bê tông có đường kính tương đương 2 lần chiều dày lớp bọc lồng thép, dày 30mm và có khoảng cách giữa các tầng con kê là 2m.



5.3.6 Công tác đổ bê tông

a. Loại bê tông:

- Bê tông được dùng là loại bê tông tươi được cấp bởi nhà thầu bê tông chuyên nghiệp nhằm đạt các yêu cầu sau:

- Cường độ chịu nén của mẫu bê tông 28 ngày phải 350 Kg/cm^2 .
- Hàm lượng xi măng tối thiểu là 400 kg/m^3 bê tông.
- Độ sụt của bê tông khi bắt đầu đổ là $16\text{cm} \div 20\text{cm}$.

b. Phụ gia

Để cải thiện tính công tác của bê tông, sử dụng các loại phụ gia kéo dài thời gian ninh kết nhằm tạo ra hỗn hợp bê tông có tính năng phù hợp với yêu cầu của công nghệ.

c. Vận chuyển bê tông:

- Bê tông phải được vận chuyển bằng xe chuyên dụng.
- Bê tông phải được vận chuyển bằng xe chuyên dụng.
- Dự trữ khối lượng lớn hơn khối lượng lý thuyết khoảng 10%, đảm bảo khối lượng bê tông chính xác.

d. Kiểm tra chất lượng bê tông:

- Trước khi đổ bê tông phải kiểm tra độ sụt của bê tông và kiểm tra chất lượng bê tông bằng mắt xem có bị vón cục, đá có đúng kích cỡ không, để tránh hiện tượng bê tông bị nghẹt trong ống đổ trong quá trình đổ bê tông.

- Mỗi cọc phải có ít nhất 3 tổ mẫu thử nén. Mẫu bê tông được lấy ở phần mũi cọc, giữa cọc và đầu cọc. Mẫu bê tông sẽ được thí nghiệm nén 7 ngày tại phòng thí nghiệm của nhà cung cấp bê tông và kiểm tra 28 ngày tại Đơn vị thí nghiệm do CĐT chỉ định.

Trước khi đổ bê tông:

- Để giảm tối thiểu mức độ lắng cặn và khả năng sụt lở hố khoan, bê tông nên được đổ ngay sau khi vệ sinh hố khoan xong. Các công tác như: kiểm tra dung dịch bentonite sau thổi rửa và cặn đáy hố khoan phải được làm hết sức khả năng.

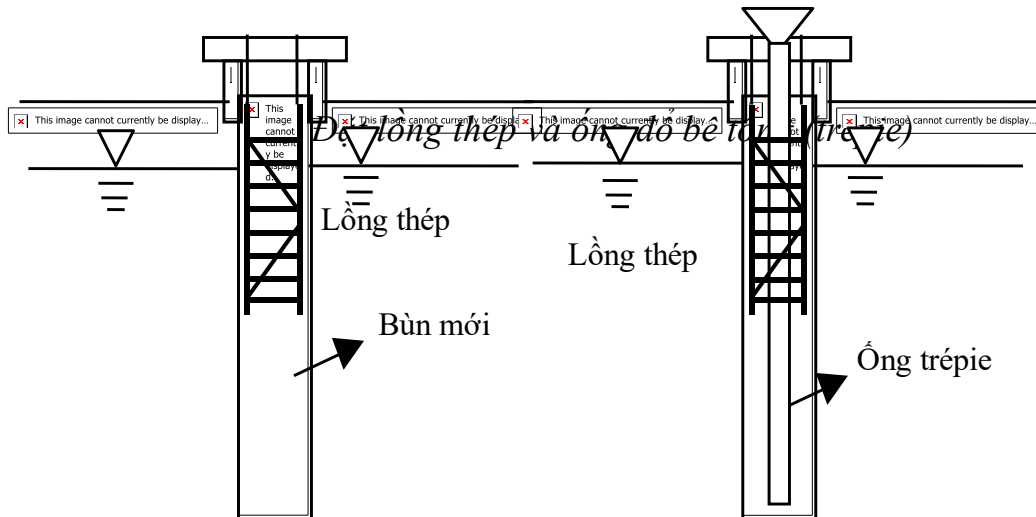
- Để đảm bảo chất lượng cọc khoan và tránh mất thời gian trước khi đổ bê tông, quy trình nên thực hiện như sau:

+ Khi nhà thầu thấy việc thổi rửa làm sạch hố khoan đạt yêu cầu cụ thể dung dịch bentonite lấy lên sạch (hàm lượng cát 6%, tỷ trọng $< 1,15$) và lượng chất bồi lắng đáy hố khoan sau khi đã vệ sinh hố khoan không được dày quá 10cm.

+ Sau khi nghiệm thu hố khoan, hố khoan vẫn tiếp tục được thổi rửa cho đến khi xe bê tông gần đến công trường. Do đó không cần phải kiểm tra lại độ sâu hố khoan lần nữa, rút ngắn được thời gian thi công. Trong trường hợp thời gian từ lúc chấm dứt thổi rửa đến khi đổ bê tông quá 1 giờ, thì phải nghiệm thu lại độ lắng, nếu $\leq < 10\text{cm}$ thì tiếp tục đổ bê tông (không cần thiết phải làm các bước nghiệm thu khác), trong trường hợp độ lắng $> 10\text{cm}$ thì sẽ thổi rửa lại và sẽ nghiệm thu lại độ lắng, nếu đạt thì tiếp tục đổ bê tông.

e. Đổ bê tông

- Cho bóng khí vào ống đổ bê tông, để khi đổ bê tông bóng khí được đẩy xuống đến đáy hố khoan, nhờ vậy mà lượng bùn cát ở mũi cọc được đẩy lên trên.
- Bê tông được rót vào ống dẫn bê tông thông qua phễu.



- Chân ống dẫn phải ngập trong vữa bê tông: 2m.
- Phải giảm tối thiểu thời gian tháo lắp ống đổ để tăng tốc độ đổ bê tông.
- Trong suốt quá trình đổ bê tông cọc tránh không để bê tông tràn ra ngoài miệng phễu và rơi vào trong lòng cọc làm ảnh hưởng đến chất lượng cọc.
- Trong suốt quá trình đổ bê tông phải thường xuyên kiểm tra cao độ mặt bê tông trong lòng cọc bằng thước dây và rơi để kịp thời điều chỉnh cao độ chân ống dẫn cho phù hợp.
- Cao độ đổ bê tông cuối cùng phải cao hơn cao độ đầu cọc thiết kế thường 1m

5.3.7 HOÀN THÀNH CỌC

- Sau khi hoàn thành việc đổ bê tông vách ,làm vệ sinh nhằm hoàn thành công việc thi công vách .Đối với các vách có cao trình ở sâu dưới mặt đất, sau khi đổ bê tông phải bơm thải hết dung dịch bentonite và lấp đầu bằng cát san lấp để đảm bảo cho người và xe máy đi lại an toàn

- Mỗi cọc hoàn thành phải có các báo cáo kèm theo, các báo cáo phải chứa các thông tin sau:

- + Số hiệu cọc
- + Cao trình cắt cọc
- + Cao trình mặt đất
- + Cao trình ống vách
- + Kích thước cọc
- + Vị trí cọc
- + Các thông số của lồng cốt thép
- + Mác bê tông, nhà máy cung cấp bê tông, phụ gia, độ sụt, số mẫu thử
- + Ngày đổ bê tông

- + Ngày đào và hoàn thành cọc
- + Độ sâu cọc tính từ mặt đất
- + Độ sâu cọc từ cao trình cắt cọc
- + Chiều dài ống vách
- + Khối lượng bê tông theo lý thuyết và thực tế
- + Cao trình đỉnh bê tông sau mỗi xe
- + Thời gian bắt đầu đổ từng xe và kết thúc
- + Miêu tả các lớp đất
- + Thời tiết khi đổ bê tông
- + Các thông số của dung dịch vữa sét
- + Các sự cố nếu có

5.3.8 Kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi bằng phương pháp siêu âm

a. Nguyên lý

Các xung điện tạo ra bởi máy phát sóng xung được chuyển thành sóng siêu âm qua đầu phát đến đầu thu rồi được các máy xử lý, căn cứ vào sự thay đổi tốc độ truyền của siêu âm có thể đánh giá được tính toàn khối của thân cọc và phát hiện được những khuyết tật của cọc như: bê tông rỗ, chất lượng bê tông kém, tiết diện cọc bị thay đổi...

b. Thiết bị

- Một máy chính tạo xung và ghi lại các tín hiệu đo được.
- Một đầu phát và một đầu nhận nối với máy chính bằng 2 cuộn dây.
- Một con lăn đo chiều sâu.
- Một dây đấu với máy tính để chuyển tín hiệu.
- Một phần mềm in số liệu.

c. Quy trình thí nghiệm

- Trước khi thí nghiệm cần đổ đầy nước các ống.
- Dùng đầu rò nặng để rà và thông ống.
- Đầu phát và đầu đo đấu với máy chính thả đều vào 2 ống dẫn đến đáy. Sóng siêu âm đo được trong suốt quá trình sẽ được ghi lại trong máy với trục y là chiều dài cọc và trục x là tín hiệu sóng
- Cho chạy phát thử nếu thấy tín hiệu thu được tốt thì có thể bắt đầu ghi lại tín hiệu và đồng thời kéo 2 dây lên. Khi tín hiệu xấu cần điều chỉnh 2 dây kéo đầu đo lên xuống để thu được tín hiệu ổn định và đều.
- Sau khi kết thúc ở hai lỗ đầu ,đầu đo chuyển sang lỗ thứ 3 trong khi đầu phát ở lỗ thứ 2. Cứ như vậy một cọc sẽ được đo 3 lần .
- Số liệu ghi lại được trong quá trình đo sẽ được xử lý trong phòng bằng chương trình vi tính.

d. Số lượng cọc thí nghiệm

TCXD 326:2004 quy định

Khối lượng kiểm tra chất lượng bê tông cọc

Đối với phương pháp kiểm tra siêu âm, tỷ lệ kiểm tra tối thiểu là 10- 25 % số lượng cọc

Kiểm tra sức chịu tải của cọc đơn

Số lượng cọc cần kiểm tra sức chịu tải được quy định dựa trên mức độ hoàn thiện công nghệ của nhà thầu, mức độ rủi ro khi thi công, tầm quan trọng của công trình, nhưng tối thiểu là mỗi loại đường kính 1 cọc, tối đa là 2% tổng số cọc. Kết quả thí nghiệm là căn cứ pháp lý để nghiệm thu móng cọc

Phương pháp kiểm tra sức chịu tải của cọc đơn chủ yếu là thử tĩnh (nén tĩnh)

5.4 SƠ BỘ THIẾT KẾ VÀ CHỌN MÁY KHOAN:

5.4.1 Thiết kế

Tất cả các kích thước của các cọc và tải trọng làm việc theo thiết kế được trình bày trong bản vẽ thiết kế. Tất cả các cọc đều được thiết kế với hệ số an toàn.

- + Đường kính cọc 1000 mm
 - + Sức chịu tải cho phép của cọc $P_{tk} = 560$ (T)
 - + Bê tông cọc Mác 350 ($R_n = 1450$ T/m²), thép CIII : $R_a = 3650$ T/m²
 - + Cao độ mũi cọc thiết kế: -48.500 m
 - + Chiều dài thân cọc thiết kế: 43.800 m
 - + Cao độ bê tông đầu cọc thiết kế: -5.700 m
 - + Khối lượng bê tông tính toán theo thiết kế: 34.4 m³
- Lớp bê tông bảo vệ lồng cốt thép dày 75mm và khoảng cách giữa các đai định vị là 1.5m.

Vật liệu :

- + Ximăng dùng cho cọc nhồi có thể là xi măng thường hay ximăng pooclang .
- + Nước dùng để trộn bê tông phải sạch, không dùng các loại nước chứa các ion axit và các tạp chất bẩn.
- + Bê tông đổ cọc thường phải đảm bảo các điều kiện Bê tông phải có độ dính kết và linh động cao để khi đổ bê tông bằng ống đổ sẽ cho sản phẩm bê tông cọc tốt.
- + Độ sụt bê tông 180 ± 20 mm
- + Dùng bê tông Mác 350 (B25)
- + Phụ gia dùng cho bê tông phải được phía tư vấn chấp nhận.
- + Mẫu bê tông phải được đổ thử theo tiêu chuẩn.
- + Thép dùng cho cọc phải phù hợp theo thiết kế.

5.4.2 Chọn máy khoan cọc và máy cầu

a. Máy khoan:

Dựa trên các chỉ số về kích thước cọc, dựa trên đặc điểm cơ lý của các lớp đất bên dưới cọc, căn cứ vào các thiết bị thi công cọc khoan nhồi hiện có ở Việt Nam. Ta chọn máy khoan ED-5500 với các đặc tính như sau:

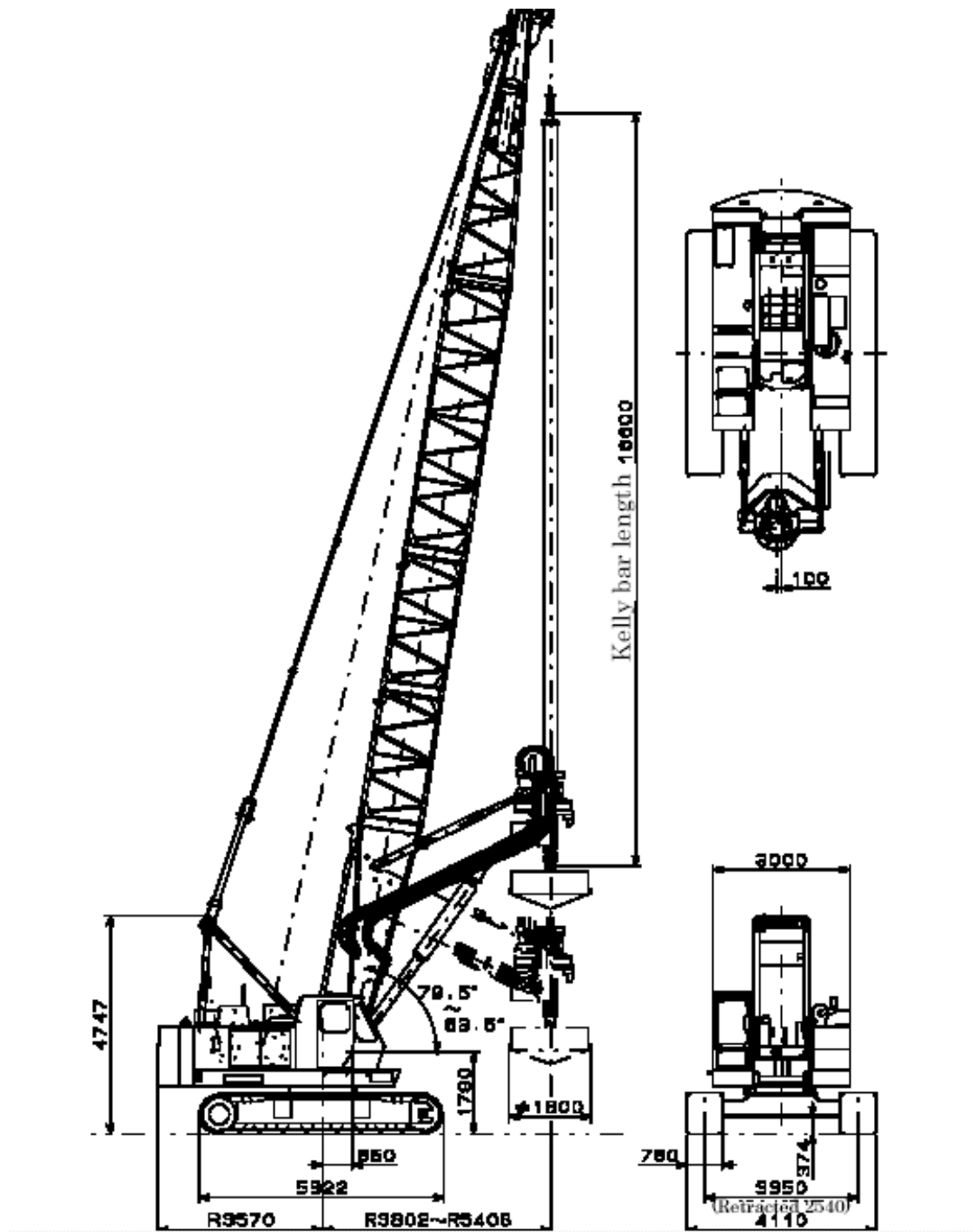
Phương pháp khoan: khoan gầu

Độ sâu khoan: 59m

Đường kính khoan: 600-1500 mm

Khoảng cách từ máy đến hố khoan tối thiểu $R_{min} = 3,8$ m, tối đa $R_{max} = 5,4$ m.

Do đó để khoan được các hố ở xa thì phải lót đường bằng các bản thép cho máy khoan đi vào.



a. Máy cẩu:

Máy cẩu cầu dùng trong việc nâng hạ ống vách, lồng cốt thép và các thiết bị thi công khác. Do đó, máy cẩu cầu được lựa chọn sao cho đảm bảo khả năng nâng hạ các cấu kiện và thiết bị trên.

Một lồng cốt thép có chiều dài 11.7m và trọng lượng khoảng 0.5T

Một ống vách có chiều dài 6m và trọng lượng khoảng 3T

Tính toán thông số cầu lắp dựa vào các cấu kiện trên

Chiều cao nâng móc cẩu cần thiết

$$H_m = h_1 + h_2 + h_3 = 0,5 + 11,7 + 1,5 = 13,7(m)$$

Chiều cao đỉnh cần trục

$$H = H_m + h_4 = 13,7 + 3,0 = 16,7(m)$$

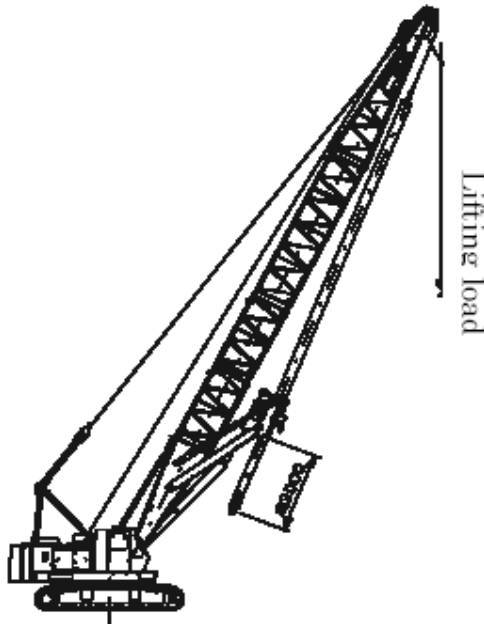
Sức nâng yêu cầu:

$$Q = P_{ck} + P_{tb} = 3 + 0,5 = 3,5(T)$$

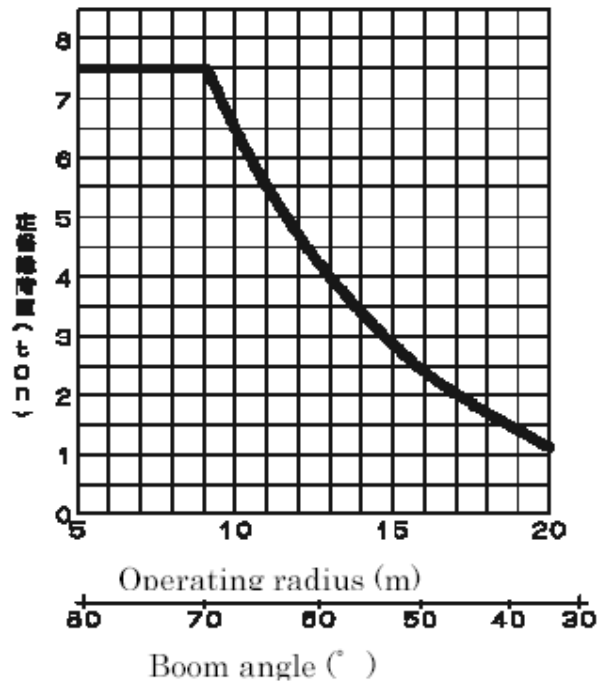
Dùng cầu của máy khoan ED5500 để thi công cầu lắp thông số cầu như sau

Rated lifting load table in crane work of ED5500

| | | | | | | | | | |
|------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Radius (m) | 5.2 | 6.0 | 8.0 | 10.0 | 12.0 | 14.0 | 16.0 | 18.0 | 20.0 |
| Boom angle (°) | 80.0 | 77.9 | 72.8 | 67.4 | 61.9 | 56.0 | 49.7 | 42.7 | 34.8 |
| Rated lifting load (t) | 7.5 | 7.5 | 7.5 | 6.5 | 4.7 | 3.4 | 2.4 | 1.7 | 1.1 |



Rated lifting load curve of auxiliary hook



CHƯƠNG 6

THI CÔNG ĐÀO ĐẤT

6.1 Quy trình thi công:

Sau khi tiến hành xong các khoan nhồi. Ta tiến hành cho đào đất bằng cơ giới tới cao trình -5.700m. Việc đào đất đến cao trình -5.900m sẽ sử dụng phương pháp đào thủ công.

6.2 : Kỹ thuật đo đất

- p dụng theo TCXD 4447:2012 về CÔNG TÁC ĐÁT - THI CÔNG V
NGHIỆM THU.

TCXD 4447:2012 được chuyển đổi từ TCXD 4447:1987 thành Tiêu chuẩn Quốc gia theo quy định tại khoản 1 Điều 69 của Luật Tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật và điểm b khoản 2 Điều 6 Nghị định số 127/2007/NĐ-CP ngày 1/8/2007 của Chính phủ quy định chi tiết thi hành một số điều của Luật Tiêu chuẩn và Quy chuẩn kỹ thuật.

TCXD 4447:2012 do Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng - Bộ Xây dựng biên soạn, Bộ Xây dựng đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

6.3 Tính toán khối lượng đào:

Khối lượng đào đất cơ giới :

$$V_{cg} = 58 \times 67 \times 5.1 - \pi \times 0.5^2 \times 1 \times 208 = 19655 m^3$$

Khối lượng đào đất bằng thủ công :

$$V_{tc} = 58 \times 67 \times 0.2 - \pi \times 0.5^2 \times 0.2 \times 208 = 744 m^3$$

Tổng khối lượng đất đào :

$$V_{tong} = 19655 + 744 = 20399 m^3$$

6.4 Chọn máy đào đất:

- Chọn máy đào đất dựa trên kích thước hố đào : $H_{\text{đào đợt 1}} = 3m$, $H_{\text{đào đợt 2}} = 2.1m$

- Đất đào là bùn sét nhão: $\gamma = 1.45T / m^3$

=> Chọn máy xúc một gầu nghịch (*dẫn động thủy lực*) mã hiệu : **EO-4321** có các thông số kỹ thuật sau : (Theo bảng tra 35 « Máy xây dựng » của thầy Nguyễn Tiến Thu).

| MÃ HIỆU | q (m^3) | R (m) | h (m) | H (m) | tác _k (giây) |
|---------|----------------|----------|----------|----------|----------------------------|
| EO-4321 | 0,65 | 8,95 | 5,5 | 5,5 | 16 |

- Năng suất máy đào được tính theo công thức : $N = q \cdot N_{ck} \cdot k_1 \cdot k_{tg} \cdot \left(\frac{m^3}{h}\right)$

Trong đó: $q = 0,65 m^3$ – dung tích gầu.

$K_d = 1.05$ – hệ số đầy gầu (đất ẩm cấp III).

$K_t = 1.1$ – hệ số tơi của đất.

$k_{tg} = 0,8$ – hệ số sử dụng thời gian.

Hệ số qui về đất nguyên thổ: $k_1 = \frac{K_d}{K_t} = \frac{1.05}{1.1} = 0.95$

$$N_{ck} = \frac{3600}{T_{ck}}$$

Với $T_{ck} = t_{ck} \cdot k_{vt} \cdot k_{quay}$ (T_{ck} thời gian của một chu kỳ quay)

$t_{ck} = 16$ s (tra bảng 35 số tay máy XD)

$k_{vt} = 1,1$ hệ số điều kiện khi đổ đất lên thùng xe.

$k_{quay} = 1$ - hệ số phụ thuộc góc quay φ , cần với $\varphi = 90^\circ$

$$\Rightarrow T_{ck} = 16 \cdot 1,1 = 17,6$$

$$\Rightarrow N_{ck} = \frac{3600}{17,6} = 204,545 \text{ lần / h}$$

\Rightarrow Năng suất máy đào:

$$N = 0,65 \times 204,545 \times 0,95 \times 0,8 = 101,6 \text{ (m}^3 \text{ / h)}$$

\Rightarrow Năng suất 1 máy đào trong 1 ca (8h):

$$V_{ca} = N \cdot t = 101,6 \times 8 = 812,8 \text{ m}^3$$

- Số ca máy đào cần thiết là :

$$n = \frac{V_{cg}}{V_{ca}} = \frac{19655}{812,8} = 24 \text{ (ca) chọn } n = 24 \text{ (ca)}$$

+ Tính toán bề rộng theo phương ngang của hố đào :

$$R^2 = S^2 + l_0^2 \Rightarrow S = \sqrt{R^2 - l_0^2}$$

Trong đó :

l_0 : bước dài chuyển của máy đào theo thiết kế

$$l_0 = R - R_{\min} = 7,2 - 3,70 = 3,5 \text{ m}$$

R_{\min} : bán kính đào đất nhỏ nhất $R = 3,70$ (m)

R : bán kính đào đất theo thiết kế

$$R = 0,8R_{\max} = 0,8 \times 8,95 = 7,2 \text{ (m)}$$

Bề rộng một nửa hố đào theo phương ngang tại cao trình -3,6m

$$S = \sqrt{7,2^2 - 3,5^2} = 6,29 \text{ m chọn } S = 4,5 \text{ m}$$

Bề rộng một nửa hố đào theo phương ngang hố đào tại cao trình -

0,6m

$$S_{\min} = S - \frac{H}{i} = 4,5 - \frac{3}{1:0,5} = 3 \text{ (m)}$$

(i : hệ số mái dốc tra bảng 1-2 sách KTTÁC ứng với đất sét $i =$

1:0,5)

Như vậy mỗi bước dài chuyển máy đào $l_0 = 3,5$ m

Tương tự từ cao trình -3,6m đến cao trình -5,7m ta cũng chọn :

$$l_0 = 3,5 \text{ m, } S = 4,5 \text{ m, } S_{\min} = 3 \text{ m}$$

6.5 Chọn ô tô vận chuyển đất:

Tính số lượng xe bên chở đất.

Chọn xe IUSUZU YSZ 490D có dung tích thùng xe 12 m^3 , khoảng cách vận chuyển 5 km (khoảng cách giả định), tốc độ xe 20 km/h, năng suất máy đào là $101,6 \text{ m}^3/\text{h}$.

Số lượng xe bên chở đất :

$$m = \frac{T}{t_{ch}} = \frac{t_{ck} + t_{dv} + t_d + t_q}{t_{ch}}$$

t_d : Thời gian đổ đất ra khỏi xe : $t_d = 1$ phút.

t_q : Thời gian quay xe : $t_q = 2$ phút.

t_{ch} : Thời gian đổ đất đầy lên xe.

$$t_{ch} = \frac{q}{N} \cdot 60 = \frac{12}{101.6} \times 60 = 7 \text{ phút.}$$

Thời gian đi và về của xe :

$$t_{dv} = \frac{2 \times 5 \times 60}{20} = 30 \text{ phút.}$$

Thời gian của 1 chuyến xe :

$$T = t_{ch} + t_d + t_q + t_{dv} = 7 + 1 + 2 + 30 = 40 \text{ phút.}$$

=> Số xe cần thiết.

$$m = \frac{T}{t_{ch}} = \frac{40}{7} = 5.7 \text{ xe}$$

Chọn 6 xe vận chuyển đất (Phục vụ cho 1 máy đào), dung tích thùng xe 12m^3 .

6.6 Tổ chức mặt bằng thi công đất :

Trên MB, máy dài chuyển giạt lùi về phía sau theo hình chữ chi, đầy gầu thì đổ sang xe vận chuyển. Chu kỳ làm việc của máy đào và máy vận chuyển đã tính toán hợp lý để tránh thời gian chờ lãng phí.

CHƯƠNG 7

THI CÔNG MÓNG

7.1 Thi công cọc khoan nhồi :

Quá trình chọn lựa phương án và biện pháp thi công cọc khoan nhồi được trình bày ở chương 4 theo tiến trình thi công phần công trình ngầm.

Thi công cọc khoan nhồi là công tác trải nghiệm khai đầu tiên trên mặt bằng công trường, ngay sau khi hệ thống tường rào và cơ sở hạ tầng của công trình được hoàn thành.

7.2 Thi công đài cọc :

7.2.1 Công tác chuẩn bị :

Sau khi công đoạn đào tủa từng hố móng hoàn thành, tiến hành đập đầu cọc một đoạn $l=1m$ để lấy cốt thép chủ của cọc neo vào đài (*cần chú ý chừa đoạn bê tông đầu cọc 0,1m để ngàm vào bê tông đài cọc*).

Nạo vét hố móng. Đổ lớp bê tông lót móng đá 40x60, M100, dày $D=100$.

Sau khi bê tông lót đài cọc ninh kết, tiến hành định vị tim cọc, các kích thước đài cọc theo 2 phương lên lớp bê tông lót này để chuẩn bị cho các công tác tiếp sau.

7.2.2 Biện pháp thi công bê tông đài cọc :

- Với giải pháp kết cấu bố trí sàn tầng hầm, dầm móng và đài cọc có cao trình bằng nhau, do đó, cần đưa ra giải pháp thi công giải quyết sự tương quan giữa 3 kết cấu trên, bởi khi thi công sàn tầng hầm thì bắt buộc các công tác ngay bên dưới đáy sàn tầng hầm phải hoàn thành (*trong đó có :Kết cấu dầm móng, đài cọc, công tác đầm nén nền tự nhiên dưới cốt sàn...*)

=>Biện pháp thi công như sau :

- Đợt 1 : Tiến hành đổ bê tông đài cọc,giằng móng tới cao trình $-3,9m$ (*dưới cốt sàn 0.3 m*). Sau đó tiến hành đầm nén phần nền tự nhiên dưới cốt đáy tiếp tục đổ đất đến cao trình dưới đáy sàn.
- Đợt 2 : Tiếp tục đổ bê tông đà giằng sàn tầng hầm (*có kèm biện pháp xử lý mạch ngừng thi công*) -> chia làm 1 phân đoạn đổ

7.2.3 Công tác cốt thép :

Công tác cốt thép cũng cần lưu ý các điểm sau :

- ❖ Đảm bảo bề dày lớp bê tông bảo vệ $a = 50mm$ bằng các biện pháp sau :
 - Dùng các con bọ tạo da bê tông (*bằng ximăng hay bê tông dư sau khi đổ, tuyệt đối không dùng gạch*)
 - Để giữ khoảng cách giữa lớp thép trên và dưới của đài móng, có thể uốn đai giữ khoảng cách cốt thép như hình bên (*dùng P12,)*
 - Ngoài ra, cao trình đổ bê tông có thể kiểm soát bằng cách bố trí các con kê trùng nhau theo phương đứng.

- ❖ Cần tuân thủ đúng phương của lớp thép trên và dưới của vỉ móng.

7.2.4 Công tác cốppha:

a. Vật liệu sử dụng :

Đài móng sử dụng tấm cốppha nhựa định hình FUVI và bộ tấm nối góc trong và ngoài đi kèm. Với toàn bộ kích thước đài móng của công trình, ta sử dụng các loại modul sau :

Loại 1 : 1000X300X50

Loại 2 : 300X300X50

Loại 3 : 1000X500X50

Loại 4 : 300X150X50

(Các số lượng được dự toán theo biện pháp thiết kế cốppha cụ thể)

Cây chống và các thanh sườn dùng thép hộp 50 X 50 X 1,8^{mm}, 50 X 100 X 1,8^{mm} liên kết với nhau bằng khóa của bộ sản phẩm của FUVI.

b. Tính toán cốppha đứng :

❖ Tính toán thanh sườn ngang và sườn đứng (thép hộp 50x50):

-Tải trọng tiêu chuẩn :

$$q_{tc} = \gamma \cdot H + \sum q_d$$

$$\gamma \cdot H = 2500 \times 0.95 = 2375 \text{ KG/m}^2 : \text{ áp lực ngang của bê tông mới đổ.}$$

$$\gamma = 2500 \text{ KG/m}^3 : \text{ khối lượng riêng của bê tông.}$$

$$H = 0.95 \text{ m} : \text{ Chiều cao mỗi lớp bê tông phụ thuộc vào bán kính đầm dùi.}$$

$$\sum q_d = q_{d1} + q_{d2}$$

$$q_{d1} = 400 \text{ KG/m}^2 : \text{ tải trọng do đổ bê tông bằng máy.}$$

$$q_{d2} = 200 \text{ KG/m}^2 : \text{ tải trọng do đầm rung.}$$

q_{d1}, q_{d2} : tra bảng 10.2 trang 148 sách “Kỹ thuật thi công” của TS.Đào Đình Đức (chủ biên); PGS. Lê Kiều.

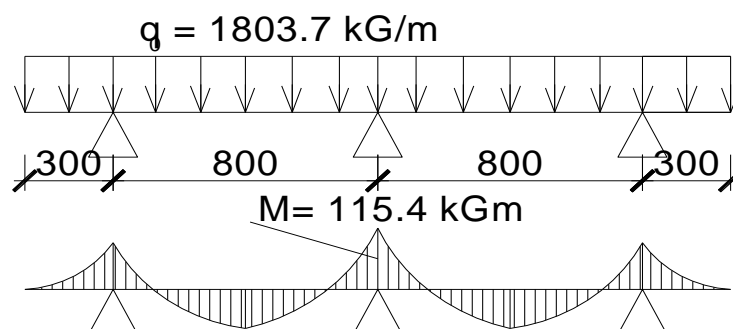
Tuy nhiên, với cốppha đứng thường khi đổ thì không đầm và ngược lại, do vậy: $\sum q_d = q_{d1} = 400 \text{ KG/m}^2$

Tải trọng tính toán:

$$q_{tt} = n \cdot \gamma \cdot H + \sum n_d \cdot q_d$$

$n = n_d = 1.3$: hệ số vượt tải (tra bảng 10.3 trang 148 sách “Kỹ thuật thi công” của TS.Đào Đình Đức (chủ biên); PGS. Lê Kiều.

$$\Rightarrow q_{tt} = 1.3 \times 2500 \times 0.95 + 1.3 \times 400 = 3607.5 \text{ KG/m}^2$$



Bố trí thanh sườn ngang và dọc như hình vẽ trên

-Tải trọng phân bố đều trên mét dài :

$$q_o = q_{tt} \times b = 3607.5 \times 0.5 = 1803.7 \text{KG} / m$$

-Momen tính toán:

$$\text{Max} \begin{cases} \frac{q_o \cdot l_b^2}{2} = \frac{1803.7 \times 0.3^2}{2} = 81.2 \text{KGm} \\ \frac{q_o \cdot l_g^2}{10} = \frac{1803.7 \times 0.8^2}{10} = 115.4 \text{KGm} \end{cases} \Rightarrow M_{\max} = 115.4 \text{KGm}$$

Sử dụng thanh thép hộp 50X50X1.8^{mm} làm sườn ngang:

$$J = \frac{b_n \cdot l_n^3}{12} - \frac{b_t \cdot l_t^3}{12} = 14.8 \text{cm}^4$$

$$\Rightarrow W = \frac{J}{y} = \frac{14.8}{2.5} = 5.9 \text{cm}^3$$

-Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{115.4 \times 100}{5.9} = 1956 \text{KG} / \text{cm}^2 < [R] = 2100 \text{KG} / \text{cm}^2$$

- Kết luận:

Điều kiện chịu lực của sườn ngang với nhịp 0,8m là đảm bảo.

Đối với sườn đứng, do cấu tạo các thanh chống xiên liên kết với sườn đứng ngay tại các vị trí liên kết với thanh sườn ngang nên thanh sườn đứng hoàn toàn không chịu uốn mà đóng vai trò định vị cốppha.

❖ Kiểm tra khả năng chịu lực của sàn thao tác ván 3000X600X30mm.

-Tải trọng tiêu chuẩn :

$$q_{tc} = p_c + \sum q_d$$

$$p_c = 150 \text{KG} / m^2 : \text{hoạt tải do người thi công trên sàn thao tác.}$$

$$\sum q_d = 400 \text{KG} / m^2 : \text{tải trọng do máy thi công.}$$

$$\Rightarrow q_{tc} = 150 + 400 = 550 \text{KG} / m^2$$

-Tải trọng tính toán :

$$q_{tt} = n_c \cdot p_c + n \cdot \sum q_d \quad (n_c = 1, 2; n = 1, 3 : \text{hệ số vượt tải})$$

$$\Rightarrow q_{tt} = 1, 2 \cdot 150 + 1, 3 \cdot 400 = 700 \text{KG} / m^2$$

-Tải trọng tác dụng trên mét dài:

$$q_o = q_{tt} \cdot b = 700 \cdot 0, 6 = 420 \text{KG} / m$$

Vì sàn thao tác đặt trực tiếp lên thép đài móng (ở đây là do nhiều thép hoa mai đỡ thép sàn chịu) nên khả năng chịu lực luôn được đảm bảo

❖ Tính toán cây chống

-Lực lớn nhất tác dụng vào cây chống (mô hình như tính toán thanh sườn đứng):

$$N = 1803.7 \cdot 0.8 = 1442.9 \text{KG}$$

-Lực dọc lớn nhất tác dụng vào cây chống

$$N_{\text{CÁC}} = 1442.9 \cdot \cos 13^\circ = 1405.9 \text{KG}$$

Chọn chống xiên chuẩn fuvi có khả năng chịu lực cho phép của cây chống ngoài công trường là 1800 KG

7.2.5 Công tác bê tông đài móng:

a. Khối lượng bê tông :

Khối lượng bê tông đài móng, bê tông lót móng được tổng hợp thành bảng sau :

| MÓNG | BT ĐÀI | | | BT LÓT | | | V_{BT} | V_{bt} lót | SL | V_{BT} | V_{bt} lót |
|-------------------|--------|-------|------|--------|------|------|-----------|-----------------|----|---------------|--------------|
| | h | a | b | h' | a' | b' | (m^3) | (m^3) | | (m^3) | (m^3) |
| | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) | | | | | |
| M1 | 2.2 | 4.8 | 4.8 | 0,1 | 5.0 | 5.0 | 50.7 | 2.5 | 12 | 608.3 | 30.0 |
| M2 | 2.2 | 7.8 | 7.8 | 0,1 | 8.0 | 8.0 | 133.8 | 6.4 | 4 | 535.4 | 25.6 |
| M3 | 2.2 | 4.8 | 4.8 | 0,1 | 5.0 | 5.0 | 50.7 | 2.5 | 4 | 202.8 | 10.0 |
| M4 | 2.2 | 4.0 | 7.0 | 0,1 | 4.2 | 7.2 | 61.6 | 3.0 | 4 | 246.4 | 12.0 |
| M5 | 2.2 | 7.0 | 10.0 | 0,1 | 7.2 | 10.2 | 154.0 | 7.3 | 2 | 308.0 | 14.6 |
| M6 | 2.2 | 12.4 | 15.4 | 0.1 | 12.6 | 15.6 | 420.1 | 19.6 | 2 | 840.2 | 39.2 |
| GIẺNG MÓNG | 0.2 | 191.6 | 0.5 | | | | 19.1 | | | 19.1 | |
| TỔNG CỘNG | | | | | | | | | | 2760.2 | 131.4 |

b. Tổ chức thi công trên mặt bằng:

❖ Đối với bê tông lót móng:

Ta chỉ tiến hành cho đầm đá 40x60 tại đáy móng bằng máy đầm chân cừu, sau đó cho trộn xi măng và cát đạt mác 100, đổ xuống hố móng rồi đầm phẳng mặt.

❖ Đối với bê tông đài cọc, giằng móng:

-Dùng bê tông sản xuất tại nhà máy Mác #350

-Trên mặt bằng thi công, bố trí 1 xe bơm bê tông.

-Xe đứng cách tường cừ Larsen 2.5 m

c. Chọn máy phục vụ thi công:

c.1. Máy bơm bê tông:

❖ Theo « Album thi công xây dựng » của thầy Lê Văn Kiểm, chọn máy bơm bê tông có mã hiệu : BSF..9 với thông số :

-Lưu lượng : 90 m^3 /giờ

-Áp suất bơm : 105 bar

-Chiều dài xy lanh : 1400 mm

-Đường kính xy lanh : 200 mm.

c.2. Ô tô vận chuyển bê tông:

Sử dụng bê tông sản xuất tại nhà máy sau đó được chuyển đến công trình bằng ô tô chuyên dùng.

- Năng suất xe tải được xác định theo công thức :

$$N = q.n.K_t$$

Trong đó :

- q : trọng lượng bê tông chuyên chở. (Mỗi chuyến xe chở $6.3m^3$ bê tông)

$$q = 6.3 \times 2.5 = 15.75T$$

- $K_t = 0,7$: hệ số sử dụng xe theo thời gian.

- n : số chuyến xe trong 1 ca. (8h)

$$n = \frac{60 \times 8}{T_{ch}} = \frac{480}{T_{ch}}$$

Tác_h : Thời gian 1 chuyến xe đi và về.

$$T_{ch} = t_{\text{hát}} + t_{\text{dỡ}} + t_{\text{vận động}} + L/V_{\text{đi}} + L/V_{\text{về}} .$$

- $t_{\text{hát}} = 10$ phút. (xe đứng nhận vữa)

- $t_{\text{dỡ}} = 6$ phút. (xe đứng chờ bơm đổ bê tông)

- $t_{\text{vận động}} = 4$ phút.

- $V_{\text{đi}} = V_{\text{về}} = 20$ Km/h (Tốc độ dài chuyển trong tp).

$$\Rightarrow T_{ch} = 10 + 6 + 4 + \frac{4 \times 2 \times 60}{20} = 44 \text{ phút}$$

$$\Rightarrow N = q \cdot \frac{480}{T_{ch}} \cdot K_t = 15.75 \times \frac{480}{44} \cdot 0,7 = 120,3T$$

$$\Rightarrow \text{Năng suất bê tông cung cấp /ca} : n = \frac{120,3}{\gamma_{bt}} = \frac{120,3}{2,5} = 48,2m^3 / ca$$

\Rightarrow Số xe tải cần thiết đảm bảo phục vụ đổ khối lượng bê tông trong 1 ca:

$$m = \frac{2760,2}{48,2} = 25,86xe \Rightarrow \text{chọn } 26 \text{ xe.}$$

Tra theo Sổ tay chọn máy thi công xây dựng, ta chọn xe tải mã hiệu **AM-369** có các thông số kỹ thuật như sau :

- + Dung tích thùng : $6.3m^3$
- + Ô tô cơ sở: TARTA - 815
- + Công suất động cơ : 47.5 KW
- + Tốc độ quay thùng trộn: 4 | 12,5 vòng /phút
- + Độ cao đổ phối liệu vào : 3,5 m
- + Thời gian đổ bê tông ra (min) : 6 phút
- + Vận tốc dài chuyển : 60 Km/h (Trên đường nhựa)
- + Kích thước giới hạn: (dài x rộng x cao) = (8.43x2.5x3.5)m
- + Trọng lượng xe khi có bê tông : 27.4 T

Thời gian để đổ 1 phân đoạn :

$$+ \text{Phân đoạn 1} : V_{bt} = 736,7m^3 \rightarrow T = \frac{V_{bt}}{N \cdot k_g} = \frac{736,7}{120,3 \times 0,7} = 6,1(h)$$

$$+ \text{Phân đoạn 2} : V_{bt} = 640,8m^3 \rightarrow T = \frac{V_{bt}}{N \cdot k_g} = \frac{640,8}{120,3 \times 0,7} = 5,3(h)$$

$$+ \text{Phân đoạn 3} : V_{bt} = 768,3m^3 \rightarrow T = \frac{V_{bt}}{N \cdot k_g} = \frac{768,3}{120,3 \times 0,7} = 6,5(h)$$

$$+ \text{Phân đoạn 4} : V_{bt} = 614,3m^3 \rightarrow T = \frac{V_{bt}}{N \cdot k_g} = \frac{614,3}{120,3 \times 0,7} = 5(h)$$

c.3. Chọn đầm dùi:

Dùng đầm dùi bê tông do công ty Hòa Phát cung cấp với các thông số sau:

- ❖ Đầm dùi : Chọn loại đầm dùi PHV - 28 có:
 - Kích thước: (28x345) mm.
 - Biên độ rung: 2 mm.
 - Tần số rung: 120041400 lần/phút
 - Trọng lượng: 1,2 kg.
- ❖ Dây dùi : Chọn loại dây PSW có:
 - Đường kính ruột: 7,7 mm.
 - Đường kính vỏ: 28 mm.
 - Chiều dài dây: 3 m.
- ❖ Mô tơ nguồn : Loại PMA - 1500 có:
 - Công suất: 1,5 KVA ; 1 pha
 - Trọng lượng: 6,5 kg

CHƯƠNG 8

THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN THÂN

8.1. Phương án lựa chọn v tính toán ván khuôn:

8.1.1. Lựa chọn loại ván khuôn sử dụng:

Trong thực tế hiện nay có nhiều loại ván khuôn được sử dụng, mỗi loại đều có các ưu và nhược điểm của nó.

a. Ván khuôn gỗ: được sử dụng rộng rãi, thuận tiện và khá kinh tế, nhất là những công trình có quy mô nhỏ. Gỗ dùng chế tạo ván khuôn thường là gỗ nhỡ VII hay VIII.

b. Ván khuôn kim loại: được chế tạo định hình, thường được chế tạo từ thép CT3, bề mặt là bản thép mỏng, có sườn và khung cứng xung quanh. Ván khuôn thép có cường độ cao, khả năng chịu lực lớn, thường được sử dụng, nhất là cho những công trình lớn, có hệ số luân chuyển cao. Giá thành sản xuất chế tạo và thu sử dụng khá lớn.

c. Ván khuôn hỗn hợp thép gỗ: Loại này có bề mặt ván khuôn bằng gỗ, sườn chịu lực xung bằng thép. Nhìn chung thì loại này không linh động khi sử dụng.

d. Ván khuôn nhựa: làm bằng vật liệu composit có khả năng chịu lực lớn, hệ số luân chuyển cao, cho chất lượng bề mặt bê tông tốt, lắp dựng v tháo dỡ dễ dàng, hiện nay sử dụng rộng rãi.

e. Ván khuôn bê tông cốt thép: được chế tạo bằng bê tông lưới thép, trong đó một bề mặt của ván khuôn đó được hoàn thiện, đổ bê tông xong để luôn trong công trình làm lớp trang trải bề mặt. Loại này ít sử dụng.

Dựa vào các đặc điểm trên ta lựa chọn sử dụng ván khuôn thép của tập đoàn HỒ PHÁT. Một bộ ván khuôn bao gồm:

HP: cốt pha tấm phẳng, sử dụng ở các vị trí mặt phẳng của kết cấu như móng, tường, cột, dầm và sàn.

T: cốt pha góc trong, dùng ở các chỗ chuyển góc của góc trong, góc lõm của tường và các loại cấu kiện.

N: cốt pha góc ngoài, dùng ở các chỗ chuyển góc của góc ngoài, góc lồi của tường, dầm và cột.

J: cốt pha góc nổi, dùng ở các vị trí chuyển góc của góc ngoài và góc lồi của cột, dầm và tường.

L: gương chèn cột, dùng để ghép, nối các cốt pha theo chiều dọc, ngang, để chống đỡ và định vị.

Ta có bảng thống kê các loại ván khuôn như sau:

| Kí hiệu | Kích thước | Kí hiệu | Kích thước |
|---------|------------|---------|------------|
|---------|------------|---------|------------|

| | | | |
|---------|-------------|-----------|-----------------|
| HP 1560 | 1500x600x55 | HP 1515 | 1500x150x55 |
| HP 1260 | 1200x600x55 | HP 1215 | 1200x150x55 |
| HP 0960 | 900x600x55 | HP 0915 | 900x150x55 |
| HP 0660 | 600x600x55 | HP 0615 | 600x150x55 |
| HP 1555 | 1500x550x55 | HP 1510 | 1500x100x55 |
| HP 1255 | 1200x550x55 | HP 1210 | 1200x100x55 |
| HP 0955 | 900x550x55 | HP 0910 | 900x100x55 |
| HP 0655 | 600x550x55 | HP 0610 | 600x100x55 |
| HP 1550 | 1500x500x55 | J 1500 | 1500x50x50 |
| HP 1250 | 1200x500x55 | J 1200 | 1200x50x50 |
| HP 0950 | 900x500x55 | J 0900 | 900x50x50 |
| HP 0650 | 600x500x55 | J 0600 | 600x50x50 |
| HP 1545 | 1500x450x55 | T 1515 | 1500x150x150x55 |
| HP 1245 | 1200x450x55 | T 1215 | 1200x150x150x55 |
| HP 0945 | 900x450x55 | T 0915 | 900x150x150x55 |
| HP 0645 | 600x450x55 | T 0615 | 600x150x150x55 |
| HP 1540 | 1500x400x55 | N 1510 | 1500x100x100x55 |
| HP 1240 | 1200x400x55 | N 1210 | 1200x100x100x55 |
| HP 0940 | 900x400x55 | N 0910 | 900x100x100x55 |
| HP 0640 | 600x400x55 | N 0610 | 600x100x100x55 |
| HP 1535 | 1500x350x55 | L 200-300 | 200x200 |
| HP 1235 | 1200x350x55 | | 250x250 |
| HP 0935 | 900x350x55 | | 300x300 |
| HP 0635 | 600x350x55 | | |
| HP 1530 | 1500x300x55 | L 350-450 | 350x350 |
| HP 1230 | 1200x300x55 | | 400x400 |
| HP 0930 | 900x300x55 | | 450x450 |
| HP 0630 | 600x300x55 | | |
| HP 1525 | 1500x250x55 | L 500-600 | 500x500 |
| HP 1225 | 1200x250x55 | | 550x550 |
| HP 0925 | 900x250x55 | | 600x600 |
| HP 0625 | 600x250x55 | | |
| HP 1522 | 1500x220x55 | L 650-750 | 650x650 |
| HP 1222 | 1200x220x55 | | 700x700 |
| HP 0922 | 900x220x55 | | 750x750 |
| HP 0622 | 600x220x55 | | |
| HP 1520 | 1500x200x55 | | |
| HP 1220 | 1200x200x55 | | |
| HP 0920 | 900x200x55 | | |
| HP 0620 | 600x200x55 | | |

8.2. Tải trọng tác dụng vỏ ván khuôn:

8.2.1. Tải trọng đứng:

a. Trọng lượng bản thân của ván khuôn: sử dụng ván khuôn Hồ Phát nn ta lấy $q = 20(\text{kg/m}^2)$

- b. Trọng lượng đơn vị của betong mới đổ: $2500(\text{kg}/\text{m}^3)$
 c. Trọng lượng đơn vị cốt thép: lấy tương đối bằng $100(\text{kg}/\text{m}^3)$
 d. Tải trọng do người v phương tiện vận chuyên: lấy bằng $250(\text{kg}/\text{m}^2)$
 đ. Tải trọng do chấn động của betong lấy bằng 100 kg cho 1m^2 mặt phẳng ngang (chỉ xt đến lực này trong trường hợp không có lực nu ở điểm d).

2. Tải trọng ngang:

e.p lực của vữa betong mới đổ: xc định theo số liệu ở bảng sau:

| Biện pháp đầm betong | Công thức tính để xác định p lực phương tối đa (kg/m^2) | Giới hạn sử dụng công thức |
|----------------------|---|----------------------------|
| Đầm trong | $P = \gamma.H$ | $H \leq R$ |
| Đầm trong | $P = \gamma.R$ | $H > R$ |
| Đầm ngoài | $P = \gamma.H$ | $H \leq 2R_1$ |
| Đầm ngoài | $P = \gamma.2.R_1$ | $H > 2R_1$ |

Trong đó:

$P(\text{kg}/\text{m}^2)$: p lực phương tối đa của betong

$\gamma=2500(\text{kg}/\text{m}^3)$: trọng lượng bản thân của betong.

$H(\text{m})$: Chiều cao mỗi lớp betong

$R=0,75(\text{m})$: bn kính tác dụng của đầm trong

$R_1=1(\text{m})$: bn kính tác dụng của đầm ngoài

g. Tải trọng do chấn động phát sinh ra khi đổ betong.

Khi đổ bằng thủ công lấy bằng $200(\text{kg}/\text{m}^2)$

Khi đổ betong bằng vôi phun lấy bằng $400(\text{kg}/\text{m}^2)$

e. Tải trọng do dầm vữa betong, tính bằng 200 kg cho 1m^2 bề mặt đứng của ván khuôn. Tải trọng này chỉ được tính khi không kể đến tải trọng ở điểm g.

**Ta có bảng tổ hợp tải trọng để tính ván khuôn và gin gio:*

| Tên các bộ phận của ván khuôn | Loại tải trọng tác dụng vo ván khuôn, dn gio v các chỗ lin kết | |
|--|--|-----------------------------|
| | Để tính TOÁN theo khả năng chịu lực | Để tính TOÁN theo biến dạng |
| 1.Ván khuôn của tấm mi cong và các kết cấu đỡ ván khuôn. | a+b+c+d | a+b+c |
| 2.Ván khuôn cột, có cạnh của tiết diện nhỏ hơn 300mm; và của tường có chiều dày nhỏ hơn 100mm. | e+h | e |
| 3.Ván khuôn cột, có cạnh của tiết diện lớn hơn 300mm; và của tường có chiều dày lớn hơn 100mm. | e+g | e |
| 4.Tấm thành của ván khuôn dầm, vòm... | e+h | e |
| 5.Tấm đáy của ván khuôn dầm, vòm... | a+b+c+d | a+b+c |

6.Ván khuôn của các khối betong lớn.

e+g

e

8.3.Tính TOÁN ván khuôn cho 1 số bộ phận chính của công trình:**8.3.1.Thiết kế ván khuôn sàn:**

Thiết kế ván khuôn cho sàn điển hình 10x10,5m. Ta nhận thấy ván sàn được tổ hợp chủ yếu từ các tấm khuôn phẳng HP1530 có kích thước 1500x300x55mm. Các tấm khuôn này sẽ được kê lên các gối tựa là các xà gồ. Và các xà gồ tựa lên các gối tựa là các cột chống.

1.Tải trọng tác dụng lên ván khuôn sàn:

- Trọng lượng betong cốt thép:

$$q_1 = \gamma.H = 2600.0.25 = 650 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

- Trọng lượng bản thân của ván khuôn (do sử dụng ván khuôn thép của Hồ Phát):

$$q_2 = 20 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

- Hoạt tải do chân động khi đổ betong (đổ betong bằng bơm):

$$q_3 = 400 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Vậy tổng tải trọng tác dụng lên ván khuôn là:

$$P^{\text{tác}} = q_1 + q_2 + q_3 = 650 + 20 + 400 = 1070 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

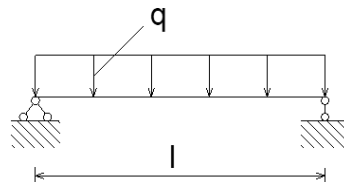
$$P^{\text{tt}} = (q_1 + q_2).1,1 + (q_3).1,3 = (650 + 20).1,1 + (400).1,3 = 1257 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Tải trọng tác dụng lên tấm ván khuôn theo chiều rộng (30cm) l:

$$q^{\text{tác}} = P^{\text{tác}}.0,3 = 1070.0,3 = 321 \text{ (kg/m)}$$

$$q^{\text{tt}} = P^{\text{tt}}.0,3 = 1257.0,3 = 377 \text{ (kg/m)}$$

2.Sơ đồ tính: coi ván sàn như một dầm đơn giản có nhịp $l = 1,5\text{m}$. Có gối tựa là các thanh xà gồ.

**3.Kiểm tra điều kiện cường độ của ván sàn:**

$$\sigma_{\text{max}} \leq [\sigma]$$

Trong đó:

σ_{max} : ứng suất lớn nhất phát sinh trong kết cấu tính TOÁN do tải trọng tính TOÁN tác dụng sinh ra.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{q^{\text{tt}} l^2}{8.W} = \frac{377.10^{-2}.150^2}{8.6,55} = 1618 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Với $W = 6,55 \text{ (cm}^3\text{)}$: mômen chống uốn của tiết diện.

$[\sigma] = 2100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$: ứng suất cho phép của vật liệu lm ván khuôn. Ở đây sử dụng ván khuôn thép.

\Rightarrow Nhận thấy $\sigma_{\text{max}} = 1618 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \leq [\sigma] = 2100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$: đảm bảo điều kiện cường độ.

4.Kiểm tra điều kiện văng của ván sàn:

$$f_{\max} \leq [f] \Rightarrow \frac{f_{\max}}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

Trong đó:

f_{\max} : độ văng lớn nhất do tải trọng tiêu chuẩn gây ra

$$\frac{f_{\max}}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^{tc} \cdot l^3}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{317,1 \cdot 10^{-2} \cdot 150^3}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 28,46} = \frac{1}{429}$$

Với $E = 2,1 \cdot 10^6$ (kg/cm²): mô đun đàn hồi của thép.

$I = 28,46$ (cm⁴): momen quán tính của 1 tấm ván khuôn.

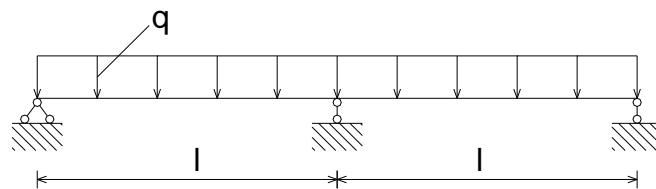
$[f]$: độ văng giới hạn được lấy theo TCXD 4453-1995. Ta có $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}$

\Rightarrow Nhận thấy $\frac{f_{\max}}{l} = \frac{1}{429} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400} \Rightarrow$ điều kiện văng cũng được đảm bảo.

Vậy ta chọn khoảng cách các xà gồ 1,5m.

5. Tính xà gồ đỡ ván sàn:

a. Sơ đồ tính: coi xà gồ như là dầm liên tục kê lên gối tựa là các cột chống xà gồ.



b. Tiết diện: chọn xà gồ bằng thép cn chữ C có số hiệu C8 có các thông số sau: $h=80$ mm; $b=40$ mm; $F=8,98$ cm²; $I_x=89,4$ cm⁴; $W_x=22,4$ cm²; $g=7,05$ kg/m.

c. Tải trọng tác dụng lên xà gồ:

Tải trọng từ sàn truyền vào:

$$q_s^{tác} = P^{tác} \cdot 1,5 = 1070 \cdot 1,5 = 1605 \text{ (kg/m)}$$

$$q_s^{tt} = P^{tt} \cdot 1,5 = 1257 \cdot 1,5 = 1885,5 \text{ (kg/m)}$$

Vậy tổng tải trọng tác dụng vào xà gồ:

$$q^{tác} = P^{tác} \cdot 1,5 + g = 1605 + 7,05 = 1612 \text{ (kg/m)}$$

$$q^{tt} = P^{tt} \cdot 1,5 + g \cdot 1,1 = 1885,5 + 7,05 \cdot 1,1 = 1893 \text{ (kg/m)}$$

d. Tính khoảng cách các cột chống đỡ xà gồ:

Theo điều kiện cường độ:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma]$$

$$\Rightarrow \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

$$\Rightarrow \frac{q'' \cdot l^2}{10 \cdot W} \leq [\sigma]$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{10 \cdot W \cdot [\sigma]}{q''}} = \sqrt{\frac{10 \cdot 22,4 \cdot 2100}{1593 \cdot 10^{-2}}} = 175 \text{ (cm)}$$

Theo điều kiện độ văng:

$$f_{\max} \leq [f]$$

$$\Rightarrow \frac{f_{\max}}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

$$\Rightarrow \frac{1}{128} \cdot \frac{q^{tc} \cdot l^3}{E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt[3]{\frac{1}{400} \cdot \frac{128 \cdot E \cdot I}{q^{tc}}} = \sqrt[3]{\frac{1}{400} \cdot \frac{128 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 89,4}{1339 \cdot 10^{-2}}} = 165(\text{cm})$$

Vậy ta chọn khoảng cách các cột chống xà gồ 150cm.

6. Tính cột chống xà gồ:

Tải trọng tác dụng lên cột chống x gồ:

$$P = q^u \cdot 1,5 = 1539 \cdot 1,5 = 2309 \text{ (kg)}$$

Dựa vào chiều cao tầng $H=3,3\text{m}$ chọn loại cột chống K102. Có các đặc trưng như sau:

+ Ống ngoài: có chiều cao $l_1=1,5\text{m}$; $F=8,64\text{cm}^2$; $I=32,92\text{cm}^4$; $r=1,95\text{cm}$.

+ Ống trong: có chiều cao $l_2=3,3-0,18-0,055-0,08-1,5= 1,485\text{m}$; $F=5,81\text{cm}^2$; $I=10,13\text{cm}^4$; $r=1,32\text{cm}$.

*Kiểm tra ổn định của cột chống: dự kiến bố trí thanh giằng tại chỗ thay đổi tiết diện cột chống. Bố trí theo 2 phương.

*Ống ngoài: quan niệm đây là thanh chịu nén 2 đầu khớp. Chiều dài tính toán $l_0=1,5\text{m}$.

+ Kiểm tra độ mảnh:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{150}{1,95} = 77 < [\lambda] = 150$$

$$\Rightarrow \varphi = 0,748$$

+ Kiểm tra ổn định:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F} = \frac{2309}{0,748 \cdot 8,64} = 357(\text{kg/cm}^2) < [\sigma] = 2100(\text{kg/cm}^2)$$

*Ống trong: ta cũng coi đây là thanh chịu nén hai đầu khớp. Chiều dài tính toán $l_0=1,485\text{m}$.

+ Kiểm tra độ mảnh

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{148,5}{1,32} = 112,5 < [\lambda] = 150$$

$$\Rightarrow \varphi = 0,525$$

+ Kiểm tra ổn định:

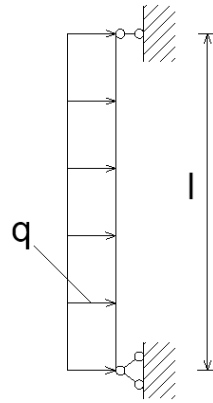
$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F} = \frac{2309}{0,525 \cdot 5,81} = 757(\text{kg/cm}^2) < [\sigma] = 2100(\text{kg/cm}^2)$$

Vậy khoảng cách và tiết diện cột chống xà gồ chọn như vậy là thỏa mãn yêu cầu về ổn định và cường độ.

8.3.2. Thiết kế ván khuôn cột:

Tính TOÁN cho cột tầng 10 có tiết diện $700 \times 700\text{mm}$ và chiều cao $H=3,3-0,7=2,6\text{m}$. Ta sẽ sử dụng các tấm khuôn HP0925 và N0920.

1. Sơ đồ tính: coi các tấm khuôn như các dầm đơn giản kê lên các gối tựa là các gương cột.



2. Tải trọng:

Ta sử dụng phương pháp đổ bê tông thủ công với các đợt đổ bằng chiều cao là 1,5m. Sử dụng biện pháp đầm trong với bán kính tác dụng của đầm trong là $R=0,75m$.

- p lực của vữa bê tông mới đổ:

$$q_1 = \gamma \cdot R = 2500 \cdot 0,75 = 1875 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

- Tải trọng chấn động phát sinh khi đổ bê tông (đổ bê tông bằng thủ công):

$$q_2 = 200 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Vậy tổng tải trọng tác dụng vào $1m^2$ ván khuôn cột:

$$q^{\text{tác}} = q_1 + q_2 = 1875 + 200 = 2075 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$q^{\text{tt}} = (q_1 + q_2) \cdot 1,3 = (1875 + 200) \cdot 1,3 = 2698 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Tải trọng tác dụng vào tấm khuôn theo chiều rộng ($b=25cm$)

$$P^{\text{tác}} = q^{\text{tác}} \cdot 0,25 = 2075 \cdot 0,25 = 519 \text{ (kg/m)}$$

$$P^{\text{tt}} = q^{\text{tt}} \cdot 0,25 = 2698 \cdot 0,25 = 675 \text{ (kg/m)}$$

3. Kiểm tra điều kiện cường độ của ván khuôn cột:

$$\sigma_{\text{max}} \leq [\sigma]$$

Trong đó:

σ_{max} : ứng suất lớn nhất phát sinh trong kết cấu tính TOÁN do tải trọng tính TOÁN tác dụng sinh ra.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_{\text{max}}}{W} = \frac{P^{\text{tt}} \cdot l^2}{8 \cdot W} = \frac{675 \cdot 10^{-2} \cdot 90^2}{8 \cdot 5,5} = 1243 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Với $W = 5,5 \text{ (cm}^3\text{)}$: momen chống uốn của tiết diện.

$[\sigma] = 2100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$: ứng suất cho phép của vật liệu làm ván khuôn. Ở đây sử dụng ván khuôn thép.

⇒ Nhận thấy $\sigma_{\text{max}} = 1243 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \leq [\sigma] = 2100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$: đảm bảo điều kiện cường độ.

4. Kiểm tra điều kiện văng của ván khuôn cột:

$$f_{\text{max}} \leq [f] \Rightarrow \frac{f_{\text{max}}}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

Trong đó:

f_{max} : độ văng lớn nhất do tải trọng tiêu chuẩn gây ra

$$\frac{f_{\text{max}}}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{P^{\text{tc}} \cdot l^3}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{519 \cdot 10^{-2} \cdot 90^3}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 24,24} = \frac{1}{1033}$$

Với $E = 2,1.10^6(\text{kg}/\text{cm}^2)$: môđun đàn hồi của thép.

$I = 24,24 (\text{cm}^4)$: momen quán tính của 1 tấm ván khuôn.

$[f]$: độ văng giới hạn được lấy theo TCXD 4453-1995. Ta có $\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{400}$

\Rightarrow Nhận thấy điều kiện văng cũng được đảm bảo.

Vậy khoảng các cột là 0,9m l thoả mãn.

CHƯƠNG 9**TỔ CHỨC THI CÔNG PHẦN THÂN CÔNG TRÌNH****9.1.THÔNG KÊ CÁC CÔNG TÁC CHỦ YẾU.**

Đối với công tác thi công betong phần thân ta có các công tác sau;

- 1.Lắp đặt ván khuôn và cốt thép li, cột.
- 2.Đổ betong li, cột.
- 3.Dưỡng hộ và tho dỡ ván khuôn li, cột.
- 4.Lắp dựng ván khuôn và cốt thép dầm, sàn.
- 5.Đổ betong sàn.
- 6.Dưỡng hộ và tho dỡ ván khuôn sàn.

9.2.TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG CÔNG VIỆC.**1.Cột:**

| Tiết diện | | Chiều cao | Khối lượng BT | Khối lượng thép | Diện tích ván khuôn | Số CK |
|-----------------------|------|-----------|-------------------|-----------------|---------------------|-------|
| b(m) | h(m) | H(m) | (m ³) | (T) | (m ²) | Ci |
| CỘT TẦNG TRỆT | | | | | | |
| 0.7 | 0.7 | 3.75 | 1.8375 | 1.2863 | 10.5 | 16 |
| 0.9 | 0.9 | 3.75 | 3.0375 | 2.7338 | 13.5 | 4 |
| 1 | 1 | 3.75 | 3.75 | 3.75 | 15 | 4 |
| Tổng cộng | | | 56.55 | 46.515 | 282 | |
| CỘT TẦNG 2- MI | | | | | | |
| 0.7 | 0.7 | 2.95 | 1.4455 | 1.0119 | 8.26 | 208 |
| 0.9 | 0.9 | 2.95 | 2.3895 | 2.1506 | 10.62 | 52 |
| 1 | 1 | 2.95 | 2.95 | 2.95 | 11.8 | 52 |
| Tổng cộng | | | 578.32 | 475.69 | 2883.9 | |

| | | |
|--|-----------|-------|
| | Tổng cộng | 18776 |
|--|-----------|-------|

2.Sàn:

| Kí hiệu | Kích thước | | Số CK | Khối lượng BT | Khối lượng thép | | Diện tích ván khuôn |
|---------|------------|------|-------|---------------|-----------------|-----|---------------------|
| | b(m) | h(m) | | | (T) | | |
| S | | | ci | (m3) | D14 | D18 | (m2) |
| | 51 | 47 | 15 | 599.25 | 594.45 | 273 | 2446 |
| Tổng | | | | 8988.8 | 867.45 | | 36690 |

9.3.TÍNH CÔNG LAO ĐỘNG:**1.Công tác lắp dựng ván khuôn:**

| Tầng nhà | Tên CK | Khối lượng | Định mức | | Nhu cầu |
|-------------------|--------|------------|----------|------------|---------|
| | | (m2) | Số hiệu | Công/100m2 | (công) |
| Tầng trệt v 1 | Sàn | 4662.96 | AF.861 | 15 | 699.444 |
| | Cột | 141 | AF.862 | 21.375 | 30.14 |
| Tầng điển hình | Cột | 916 | AF.862 | 21.375 | 195.80 |
| | Sàn | 30309.2 | AF.861 | 15 | 4546.38 |

2.Công tác lắp đặt cốt thép:

| Tầng nhà | Tên CK | Khối lượng | Định mức | | Nhu cầu |
|--------------------------------|--------|------------|----------|---------|---------|
| | | (T) | Số hiệu | Công/1T | (công) |
| Tầng trệt &1 | Cột | 46.52 | AF.614 | 8.85 | 411.70 |
| | Sàn | 115.65 | AF.617 | 10.91 | 1261.74 |
| Tầng điển hình v sàn mái | Cột | 31.37 | AF.614 | 8.85 | 277.62 |
| | Sàn | 693.89 | AF.617 | 10.91 | 7570.34 |

3.Công tác đổ bê tông:

| Tầng nhà | Tên CK | Khối lượng | Định mức | | Nhu cầu |
|---------------------------------|--------|------------|----------|----------|----------|
| | | (m3) | Số hiệu | Công/1m3 | (công) |
| Tầng trệt &1 | Cột | 113.1 | AF.122 | 4.33 | 489.72 |
| | Sàn | 1165.74 | AF.323 | 2.56 | 2984.29 |
| Tầng điển hình và sàn mái | Cột | 678.6 | AF.122 | 4.33 | 2938.34 |
| | Sàn | 6994.44 | AF.323 | 2.56 | 17905.77 |

4.Công tác tháo dỡ ván khuôn:

| Tầng nhà | Tên CK | Khối lượng | Định mức | | Nhu cầu |
|----------|--------|------------|----------|------------|---------|
| | | (m2) | Số hiệu | Công/100m2 | (công) |

| | | | | | |
|---------------------------|-----|---------|--------|-------|---------|
| Tầng trệt & 1 | Cột | 141 | AF.861 | 7.125 | 10.0463 |
| | Sàn | 4662.96 | AF.862 | 5 | 233.148 |
| Tầng điển hình và sàn mái | Cột | 916 | AF.861 | 7.125 | 65.265 |
| | Sàn | 30309.2 | AF.862 | 5 | 1515.46 |

9.4.TỔ CHỨC THI CÔNG.

Tổ chức thi công phân thân theo các đợt, mỗi đợt là 1 tầng. Số phân đoạn trong 1 đợt một được lấy sao cho:

$$m_{\min} \geq n$$

Ở đây $n = 15$: số dy chuyền bộ phận.

Betông cột đổ trước bằng thủ công. Ván khuôn cột được lắp dựng sau khi đổ btông sàn được 3÷5 ngày. Ván khuôn cột được tháo dỡ sau khi đổ betong 2 ngày. Ván khuôn sàn được tháo dỡ sau khi đổ betong được 10 ngày.

1.Chọn cơ cấu tổ thợ:

Đối với công TCXD khuôn và cốt thép cột ta chọn cơ cấu 1 tổ thợ gồm 20 người.

Công tác ván khuôn sàn chọn cơ cấu 1 tổ thợ gồm 30 người.

Công tác cốt thép sàn chọn cơ cấu 1 tổ thợ gồm 40 người

Công tác bê tông chọn cơ cấu 1 tổ thợ gồm 30 người.

Công tác tháo dỡ ván khuôn chọn cơ cấu 1 tổ thợ gồm 10 người.

2.Tính nhịp công tác:

| Đợt | Dây chuyên | Công yêu cầu | Số nhân công | Số phân đoạn | Nhịp công tác |
|------------------|------------|-----------------|--------------------|--------------------|------------------|
| | | (công) | (người) | m | (ngày) |
| Tầng trệt & 1 | 1 | 677.3 | 20 | 16 | 2 |
| | 2 | 820.6 | 27 | | 2 |
| | 3 | 102.5 | 10 | | 2 |
| | 4 | 562.9 | 30 | | 2 |
| | 5 | 767.9 | 40 | | 2 |
| | 6 | 1890.9 | 54 | | 2 |
| | 7 | 187.6 | 10 | | 2 |
| Tầng 2- 13 | 1 | 677.3 | 20 | 16 | 2 |
| | 2 | 820.6 | 27 | | 2 |
| | 3 | 102.5 | 4 | | 2 |
| | 4 | 590.1 | 16 | | 2 |
| | 5 | 780.0 | 20 | | 2 |
| | 6 | 1971.7 | 54 | | 2 |
| | 7 | 196.7 | 10 | | 2 |
| Tầng Mi | 1 | 375.5 | 20 | 10 | 2 |
| | 2 | 319.2 | 18 | | 2 |
| | 5 | 30.6 | 10 | | 1 |
| | 6 | 77.4 | 54 | | 1 |
| | 7 | 10.2 | 8 | | 1 |
| | | | | | |
| | | | | | |

Trong đó:

- 1.Lắp đặt ván khuôn và cốt thép cột.
- 2.Đổ bê tông cột.
- 3.Dưỡng hộ và tháo dỡ ván khuôn cột.
- 4.Lắp dựng ván khuôn sàn
- 5.Lắp đặt cốt thép sàn.
- 6.Đổ bê tông sàn.
- 7.Dưỡng hộ và tháo dỡ ván khuôn sàn.

CHƯƠNG 10

AN TOÀN LAO ĐỘNG

10.1 KỸ THUẬT AN TOÀN LAO ĐỘNG KHI THI CÔNG ĐÀO ĐẤT :

- Hố đào ở nơi người qua lại nhiều hoặc ở nơi công cộng như phố xá , quảng trường , sân chơi ... phải có hàng rào ngăn , phải có bảng báo hiệu , ban đêm phải thắp đèn đỏ .
- Trước mỗi kíp đào phải kiểm tra xem có nơi nào đào hàm ếch , hoặc có vành đất cheo leo , hoặc có những vết nứt ở mái dốc hố đào ; phải kiểm tra lại mái đất và các hệ thống chống tường đất khỏi sụt lở ... , sau đó mới cho công nhân vào làm việc .
- Khi trời nắng không để công nhân ngồi nghỉ ngơi hoặc tránh nắng ở chân mái dốc hoặc ở gần tường đất .
- Khi đào những rãnh sâu , ngoài việc chống tường đất khỏi sụt lở , cần lưu ý không cho công nhân chắt những thùng đất , sọt đất đầy quá miệng thùng, phòng khi kéo thùng lên , những hòn đất đá có thể rơi xuống đầu công nhân làm việc dưới hố đào . Nên dành một chỗ riêng để kéo các thùng đất lên xuống , khỏi va chạm vào người . Phải thường xuyên kiểm tra các dây thùng , dây cáp treo buộc thùng . Khi nghỉ , phải đậy nắp miệng hố đào , hoặc làm hàng rào vây quanh hố đang đào .
- Đào những giếng hoặc những hố sâu có khi gặp khí độc (CO) làm công nhân bị ngạt hoặc khó thở , khi này cần phải cho ngừng công việc ngay và đưa gấp công nhân đến nơi thoáng khí . Sau khi đã có biện pháp ngăn chặn sự phát sinh của khí độc đó , và công nhân vào làm việc lại ở chỗ cũ thì phải cử người theo dõi thường xuyên , và bên cạnh đó phải để dự phòng chất chống khí độc .
- Các đồng vật liệu chất chứa trên bờ hố đào phải cách mép hố ít nhất là 0.5m .
- Phải đánh bậc thang cho người lên xuống hố đào , hoặc đặt thang gỗ có tay vịn . Nếu hố hẹp thì dùng thang treo .
- Khi đào đất bằng cơ giới tại thành phố hay gần các xí nghiệp , trước khi khởi công phải tiến hành điều tra các mạng lưới đường ống ngầm , đường cáp ngầm ... Nếu để máy đào làm phải mạng lưới đường dây điện cao thế đặt ngầm, hoặc đường ống dẫn khí độc của nhà máy ... thì không những gây ra hư hỏng các công trình ngầm đó , mà còn xảy ra tai nạn chết người nữa .
- Bên cạnh máy đào đang làm việc không được phép làm những công việc gì khác gần những khoang đào, không cho người qua lại trong phạm vi quay cần của máy đào và vùng giữa máy đào và xe tải .
- Khi có công nhân đến gần máy đào để chuẩn bị dọn đường cho máy dài chuyển , thì phải quay cần máy đào sang phía bên , rồi hạ xuống đất . Không được phép cho máy đào dài chuyển trong khi gầu còn chứa đất .

- Công nhân làm công tác sửa sang mái dốc hố đào sâu trên 3m , hoặc khi mái dốc ẩm ướt thì phải dùng dây lưng bảo hiểm , buộc vào một cọc vững chắc.

10.2 AN TOÀN KHI SỬ DỤNG DỤNG CỤ, VẬT LIỆU

- Dụng cụ để trộn và vận chuyển bê tông phải đầy đủ, không sử dụng hư hỏng, hàng ngày trước khi làm việc phải kiểm tra cẩn thận dụng cụ và dây an toàn.
- Dụng cụ làm bê tông và những trang bị khác không được vớt từ trên cao, phải chuyền theo dây chuyền hoặc chuyền từ tay mang xuống. Những viên đá to không dùng được phải để gọn lại hoặc mang xuống ngay, không được ném xuống.
- Sau khi đổ bê tông xong phải thu xếp dụng cụ gọn gàng và rửa sạch sẽ, không được vớt bừa bãi hoặc để bê tông khô cứng trong các dụng cụ ấy.
- Bao xi măng không được choàn g cao quá 2m, chỉ được choàn g 10 bao một, không được dựa vào tường, phải để cách tường từ 0,6m đến 1m để làm đường đi lại.
- Hố vôi đào dưới đất phải có rào ngăn chắc chắn để tránh người ngã vào, rào cao ít nhất là 1m, có 3 chắn song theo mặt đất, dưới cùng phải có ván ngăn. Hố vôi không được sâu quá 1,2m và phải có tay vịn cẩn thận. Công nhân đi lấy vôi phải mặc quần, yếm và mang găng ủng. Không được dùng nước lã để rửa mặt khi bị vôi bắn vào mặt, phải dùng dầu để rửa (y tế phải dự trữ dầu này).
- Xẻng phải để làm sấp hoặc dựng đứng (không để nằm ngửa), cuốc bàn, cuốc chim, cào phải để lưỡi hoặc mũi nhọn cắm xuống đất.

10.3 AN TOÀN KHI VẬN CHUYỂN CÁC LOẠI MÁY

- Máy trộn bê tông phải bố trí gần nơi đổ bê tông, gần khi cát đá và nơi lấy nước.
- Khi bố trí máy trộn bê tông cạnh bờ hố móng phải chú ý dùng gỗ rải đều kê ở dưới đất để phân bố đều và phân bố rộng tải trọng của máy xuống nền đất tránh tập trung tải trọng xuống bốn bánh xe xó thể gây lún sụt vách hố móng.
- Nếu hố móng có vách thẳng đứng, sâu, không có gỗ chống mà cứ cố đặt máy sát ra bờ móng để sau này đổ bê tông và cào máng cho dễ là nguy hiểm, vì trong quá trình đổ bê tông máy trộn sẽ rung động, mặt khác nước dùng để trộn thường bị vung vãi làm ướt đất dưới chân móng. Do đó máy trộn bê tông ít nhất phải đặt cách bờ móng 1m và trong quá trình đổ bê tông phải thường xuyên theo dõi tình hình vách hố móng, nếu có vết nứt phải dừng ngay công việc gia cố lại.
- Máy trộn bê tông sau khi đã lắp đặt vài vị trí cần kiểm tra xem máy đặt có vững chắc không, các bộ phận hãm, ly hợp hoạt động có tốt không, các bộ phận truyền động như bánh răng, bánh đai đã được che chắn, động cơ điện đã được nối đất tốt chưa v.v...tất cả đều tốt mới được vận hành.

- Khi làm việc chung quanh máy trộn bê tông phải ăn mặc gọn gàng; phụ nữ phải đội nón, không để tóc dài lòng thòng, để quần vào máy nguy hiểm. Tuyệt đối không được đứng ở khu vực thùng vận chuyển vật liệu vào máy.
- Không phải công nhân tuyệt đối không được mở hoặc tắt máy, trừ trường hợp khẩn cấp cần phải tắt máy ngay.
- Không được sửa chữa các hỏng hóc của máy trộn bê tông khi máy đang chạy, không được cho xẻng gạt vào các tầng bê tông trong thùng trộn khi nó đang quay, dù là quay chậm, việc cạo rửa lau chùi thùng quay chỉ được tiến hành khi ngừng máy.
- Khi đầm bê tông bằng máy đầm rung bằng điện phải có biện pháp đề phòng điện giật và giảm tác hại do rung động của máy đối với cơ thể thợ điều khiển máy.
- Mọi công nhân điều khiển máy đầm rung đều phải được kiểm tra sức khỏe trước khi nhận việc và phải định kỳ khám sức khỏe theo chế độ vệ sinh an toàn lao động.
- Để giảm bớt tác hại của hiện tượng rung động đối với cơ thể người, máy đầm rung phải dùng loại tay cầm có bộ phận giảm chấn.
- Để tránh bị điện giật, trước khi dùng máy đầm rung bằng điện phải kiểm tra xem điện có rò ra thân máy không. Trước khi sử dụng, thân máy đầm rung phải được nối đất tốt, dây dẫn cáp điện phải dùng dây có ống bọc cao su dày.
- Các máy đầm chấn động sau khi đầm 30 – 35 phút phải nghỉ 5 – 7 phút để máy nguội.
- Khi chuyển máy đầm từ chỗ này sang chỗ khác phải tắt máy. Các đầu dây phải kẹp chặt và các dây dẫn phải cách điện tốt. Điện áp máy không quá 36 – 40 V.
- Khi máy đang chạy không được dùng tay ấn vào thân máy đầm. Để tránh cho máy khỏi bị nóng quá mức, mỗi đợt máy chạy 30 đến 35 phút phải chi nghỉ để làm nguội. Trong bất cứ trường hợp nào cũng không được dội nước vào máy đầm để làm nguội. Đối với máy đầm mặt, khi kéo lê máy trên mặt bê tông phải dùng một thanh kéo riêng, không được dùng dây cáp điện vào máy để kéo vì làm như vậy có thể làm đứt dây điện hoặc làm rò điện nguy hiểm.
- Đầm dùi cũng như đầm bàn khi dài chuyển sang nơi khác để đầm đều phải tắt máy.
- Hàng ngày sau khi đầm phải làm sạch vừa bám dính vào các bộ phận của máy đầm và sửa chữa các bộ phận bị lệch lạc, sai lỏng; không được để máy đầm ngoài trời mưa.

10.4 AN TOÀN KHI VẬN CHUYỂN BÊ TÔNG

- Các đường vận chuyển bê tông trên cao cho xe thô sơ phải có che chắn cẩn thận.

- Khi vận chuyển bê tông bằng băng tải phải đảm bảo góc nghiêng băng tải - $\leq 20^{\circ}$ phải có độ dày ít nhất 10 cm.
- Việc làm sạch ống lăn, băng cao su, các bộ phận khác chỉ tiến hành khi máy làm việc.
- Chỉ vận chuyển vữa bê tông bằng băng tải từ dưới lên trên, hết sức hạn chế vận chuyển ngược chiều từ trên xuống.
- Khi băng tải chuyển lên hoặc xuống phải có tín hiệu bằng đèn báo hoặc keng, còi đã qui ước trước.
- Vận chuyển bê tông lên cao bằng thùng đựng bê tông có đáy đóng mở thì thùng đựng phải chắc chắn, không rò rỉ, có hệ thống đòn bẩy để đóng mở đáy thùng một cách nhẹ nhàng, an toàn, khi đưa thùng bê tông đến phễu đổ, không được đưa thùng qua đầu công nhân đổ bê tông. Tốc độ quay ngang và đưa lên cao thùng bê tông phải chậm vừa phải sao cho lúc nào dây treo thùng cũng gần như thẳng đứng, không được đưa quá nhanh để thùng đựng đưa trào đổ bê tông ra ngoài và có thể va đập nguy hiểm vào ván khuôn đà giáo và công nhân đứng trên giáo. Chỉ khi nào thùng bê tông đã ở tư thế ổn định, treo cao trên miệng phễu đổ xuống khoảng 1m mới được mở đáy thùng cho bê tông chảy xuống. Nếu trên sàn công tác có các lỗ hổng để đổ bê tông xuống phía dưới thì khi không đổ bê tông phải có nắp đậy kín.
- Nếu cần dùng trực tiếp đưa bê tông lên cao thì khu vực làm việc phải rào lại trong phạm vi $3m^2$, phải có bảng yết cấm không cho người lạ vào, ban đêm phải có đèn để ngay trên đầu bảng yết cấm.
- Khi cần trực kéo bàn đựng xô bê tông lên cao thì phải có người ở dưới giữ và điều khiển bằng dây thong. Người giữ phải đứng ra xa, không được đứng dưới bàn lên xuống.
- Tuyệt đối không ngồi nghỉ hoặc gác bê tông vào trong hàng rào lúc máy đang đưa bàn vật liệu lên xuống.

10.5 AN TOÀN KHI ĐÀM ĐỔ BÊ TÔNG

- Khi đổ bê tông theo các máng nghiêng hoặc theo các ống vòi voi cần phải kẹp chặt máy vào thùng chứa vào ván khuôn, đà giáo hoặc cốt thép để tránh giật đứt khi vữa bê tông chuyển động trên máng hoặc trong ống vòi voi.
- Khi đổ vữa bê tông ở độ cao trên 3m không có che chắn (ví dụ khi sửa chữa các sai hỏng trong bê tông...) phải đeo dây an toàn, các dây an toàn phải được thí nghiệm trước.
- Không được đổ bê tông ở đà giáo ngoài khi có gió cấp 6 trở lên.
- Thi công ban đêm hoặc khi trời có sương mù phải dùng đèn chiếu có độ sáng đầy đủ.
- Công nhân san đầm bê tông phải đi ủng cao su cách nước, cách điện. Mặc quần áo bảo hộ lao động, đeo găng tay để da khỏi tiếp xúc với vữa bê tông là chất ăn da, phải đội mũ cứng để chống các vật nặng và bê tông từ sàn công tác phía trên rơi xuống.

10.6 AN TOÀN KHI DƯỠNG HỘ BÊ TÔNG

- Công nhân tưới bê tông phải có đầy đủ sức khỏe, quen trèo cao, phụ nữ có thai và người thiếu máu, đau thần kinh không được làm việc này.
- Khi tưới bê trên cao mà không có dàn giáo thì phải đeo dây an toàn. Không đứng trên mép ván khuôn để tưới bê tông.
- Khi dùng ống nước để tưới bê tông thì sau khi tưới xong phải vặn vòi lại cẩn thận.

10.7 AN TOÀN TRONG CÔNG TÁC VÁN KHUÔN

- Khi lắp dựng phải làm sàn
- Đề phòng bị ngã và dụng cụ rơi từ trên xuống. Công tác có lan can bảo vệ
- Không được tháo dỡ ván khuôn ở nhiều nơi khác nhau
- Đưa ván khuôn từ trên cao xuống đất phải có các dụng cụ và phương pháp hợp lý , không đặt nhiều trên dàn hoặc thả từ trên cao xuống
- Phải thường xuyên kiểm tra ván khuôn , giàn giáo và sàn công tác . Tất cả phải ổn định , nếu không thì phải gia cố làm lại chắc chắn rồi mới cho công nhân làm việc

10.8 AN TOÀN TRONG CÔNG TÁC CỐT THÉP

- Không cắt thép bằng máy thành những đoạn nhỏ dưới 30cm vì chúng có thể văng ra xa gây nguy hiểm
- Khi cạo rỉ sắt phải đeo kính bảo vệ mắt
- Không được đứng trên thành hộp dầm khi thi công cốt thép dầm . Kiểm tra độ bền chắc của các dây bó buộc khi cầu lắp cốppha và cốt thép
- Không đến gần những nơi đang đặt cốt thép , cốppha cho đến khi chúng được liên kết bền vững
- Khi hàn cốt thép , phải đeo mặt nạ phòng hộ , áo quần đặc biệt và phải đeo găng tay

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Tiêu Chuẩn Thiết Kế Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép TCXD 356 – 2005.
2. Tiêu Chuẩn Tải Trọng Và Tác Động TCXD 2737 : 1995.
3. Nhà Cao Tầng – Công Tác Khảo Sát Địa Kỹ Thuật TCXD 194 : 1997
4. Kết Cấu Xây Dựng Và Nền – Nguyên Tắc Cơ Bản Về Tính Toán TCXD 40 : 1987.
5. Nhà Cao Tầng – Thiết Kế Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép Toàn Khối TCXD 198 : 1997.
6. Móng Cọc – Tiêu Chuẩn Thiết Kế TCXD 205 : 1998.
7. Nhà Cao Tầng – Thiết Kế Cọc Khoan Nhồi TCXD 195 : 1997.
8. Cọc Khoan Nhồi – Yêu Cầu Về Chất Lượng Thi Công TCXD 206 : 1998.
9. Nền Các Công Trình Thủy Công – Tiêu Chuẩn Thiết Kế – TCXD 4253 – 1985.
10. Cọc Các Phương Pháp Thí Nghiệm Hiện Trường TCXD 88 : 1982.
11. Nhà Cao Tầng – Công Tác Thử Tĩnh Và Kiểm Tra Chất Lượng Cọc Khoan Nhồi TCXD 196 : 1997.
12. Nhà Cao Tầng – Thi Công Cọc Khoan Nhồi TCXD 197 : 1997.
13. Sức Bền Vật Liệu (Tập I và II) – tác giả Lê Hoàng Tuấn – Bùi Công Thành – Nhà Xuất Bản Khoa Học Và Kỹ Thuật.
14. Sử Dụng SAP2000 Trong Tính Toán Kết Cấu – tác giả T.S Phạm Quang Nhật Cùng Nhóm Tác Giả Phân Viện Khoa Học Công Nghệ Giao Thông Vận Tải Phía Nam – Nhà Xuất Bản Đồng Nai.
15. Hướng Dẫn Sử Dụng Các Chương Trình Tính Kết Cấu – tác giả Nguyễn Mạnh Yên (chủ biên) – Đào Tăng Kiệm – Nguyễn Xuân Thành – Ngô Đức Tuấn – Nhà Xuất Bản Khoa Học Kỹ Thuật
16. Sàn Bê Tông Cốt Thép Toàn Khối – Bộ Môn Công Trình Bê Tông Cốt Thép Trường Đại Học Xây Dựng – Nhà Xuất Bản Khoa Học Kỹ Thuật
17. Bê Tông Cốt Thép Tập 1 (cấu kiện cơ bản) – Trường Đại Học Bách Khoa Bộ Môn Công Trình tác giả Th.S Võ Bá Tâm (Lưu hành nội bộ tài liệu tham khảo)
18. Bê Tông Cốt Thép Tập 2 (Phần kết cấu nhà cửa) – Trường Đại Học Bách Khoa Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng Bộ Môn Công Trình tác giả Th.S Võ Bá Tâm (Lưu hành nội bộ tài liệu tham khảo)
19. Tài Liệu Bê Tông III – Khoa Xây Dựng Trường Đại Học Bách Khoa Thành Phố Hồ Chí Minh (Bản viết tay của T.s Nguyễn Văn Hiệp)
20. Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép (phần cấu kiện cơ bản) – tác giả Ngô Thế Phong – Nguyễn Đình Công – Nguyễn Xuân Liêm – Trịnh Kim Đạm – Nguyễn Phan Tấn – Nhà Xuất Bản Khoa Học Và Kỹ Thuật.
21. Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép (phần kết cấu nhà cửa) – tác giả Nguyễn Đình Công – Ngô Thế Phong – Huỳnh Chánh Thiên – Nhà Xuất Bản Đại Và Trung Học Chuyên Nghiệp.

- 22.Kết Cấu Bê Tông Cốt Thép (Phần kết cấu nhà cửa) – tác giả Ngô Thế Phong – Lý Trần Cường – Trãnh Kim Đạm – Nguyễn Lê Ninh – Nhà Xuất Bản Khoa Học Và Kỹ Thuật – Hà Nội – 1998.
- 23.Cơ Học Đất (tập một và hai) tác giả R.Whitlow – Nguyễn Uyên – Trịnh Văn Cương dịch và Vũ Công Ngữ – Nhà Xuất Bản Giáo Giục – 1999)
- 24.Cơ Học Đất – tác giả –Gs,Ts. Vũ Công Ngữ (chủ biên) – Ts. Nguyễn Văn Quảng – Nhà Xuất Bản Khoa Học Và Kỹ Thuật – Hà Nội – 2000
- 25.Bài Tập Cơ Học Đất – Đỗ Bằng – Bùi Anh Định – Vũ Công Ngữ (chủ biên) – Nhà Xuất Bản Giáo Dục - 1997
- 26.Nền và Móng – Trường Đại Học Bách Khoa Thành Phố Hồ Chí Minh – Bộ Môn Địa Cơ - Nền Móng (T.S Châu Ngọc Ân biên soạn – Lưu Hành Nội Bộ – Năm 2000)
- 27.Những Phương Phương Pháp Xây Dựng Công Trình Trên Nền Đất Yếu – tác giả Hoàng Văn Tân – Trần Đình Ngô – Phan Xuân Trường – Phạm Xuân – Nguyễn Hải – Nhà Xuất Bản Khoa Học Và Kỹ Thuật.
- 28.Một Số Vấn Đề Tính Toán Thiết Kế Thi Công Nền Móng Các Công Trình Nhà Cao Tầng – GS.TS. Hoàng Văn Tân – Trường Đại Học Kỹ Thuật Thành Phố Hồ Chí Minh
- 29.Hướng dẫn sử dụng Sap cơ bản và nâng cao – Bùi Đức Vinh
- 30.Nền móng Nhà Cao Tầng – TS. Nguyễn Văn Quảng
- 31.Hướng dẫn sử dụng ETAB cho Nhà Cao Tầng – Cty CIC
- 32.Bài tập Động Lực Học công trình – PGS.TS. Phạm Đình Ba
- 33.Sổ tay thực hành tính toán kết cấu công trình – PGS.TS Vũ Mạnh Hùng
- 34.Móng Nhà Cao Tầng _ GS.TS Nguyễn Văn Quảng
- 35.Các biện pháp thi công Nhà Cao Tầng theo công nghệ hiện đại
- 36.Kết cấu Bê tông cốt thép theo quy phạm Hoa Kỳ – TS. Nguyễn Trung Hoà
- 37.Kết cấu Nhà Cao Tầng – Suilo