



ĐẠI HỌC ĐÀ NẴNG
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA
KHOA XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦY

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP – CAPSTONE PROJECT

NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG

CHUYÊN NGÀNH: TIN HỌC XÂY DỰNG

ĐỀ TÀI:

**THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH CHUNG CƯ XÃ HỘI
CHO NGƯỜI CÓ CÔNG VỚI CÁCH MẠNG TẠI ĐƯỜNG VŨ
MỘNG NGUYÊN**

Người hướng dẫn: **TS.PHẠM THÀNH HÙNG**

Sinh viên thực hiện: **NGUYỄN THẾ THỊNH**

TỔNG VIẾT QUÝ

Lớp: **20THXD2**

Đà Nẵng, 6/2025

TÓM TẮT

Tên đề tài: Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng(12 tầng)

Sinh viên thực hiện: Nguyễn Thế Thịnh, Tống Viết Quý

Số thẻ SV: 111200092, 111200086

Lớp: 20THXD2

Với đề tài thiết kế và tính toán kết cấu công trình “Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng” dựa vào các tài liệu tham khảo và sự hướng dẫn của giáo viên, em đã tiến hành tính toán và hoàn thành đề tài với những nội dung sau:

1. Đọc hiểu, nắm bắt kiến trúc tổng thể của công trình.
2. Chỉnh sửa một số bản vẽ kiến trúc.
3. Thiết kế mặt bằng tổng thể.
4. Tính toán, bố trí cốt thép sàn tầng 3.
5. Tính toán, bố trí cốt thép cầu thang tầng 3.
6. Tính hệ khung trục 8.
7. Tính toán móng khung trục 8.
8. Chuyên đề ứng dụng tin học trong xây dựng

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Họ tên sinh viên: Nguyễn Thế Thịnh Số thẻ sinh viên: 111200092

Lớp: 20THXD2 Khoa: XD Công trình thủy

Ngành: Kỹ thuật xây dựng – Chuyên ngành Tin học xây dựng

Tên đề tài đồ án:

Thiết kế kết cấu công trình “Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng”

Chuyên đề:

- Ứng dụng phần mềm REVIT trong thiết kế và triển khai bản vẽ xây dựng

1. *Đề tài thuộc diện:* Có ký kết thỏa thuận sở hữu trí tuệ đối với kết quả thực hiện

2. *Các số liệu và dữ liệu ban đầu:*

- Các tài liệu về địa hình khu vực xây dựng.
- Các tài liệu về địa chất nền.
- Các tài liệu về bản vẽ kiến trúc công trình
- Nội dung các phần thuyết minh và tính toán

PHẦN 1: THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

CHƯƠNG 1: ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

CHƯƠNG 4: TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ

CHƯƠNG 5: TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KHUNG TRỤC 8

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 8

PHẦN 2: CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG

3. *Các bản vẽ, đồ thị (ghi rõ các loại và kích thước bản vẽ): Khổ A3*

- Bản vẽ kết cấu: 13
- Bản vẽ kiến trúc: 12
- Bản vẽ chuyên đề:

<i>4. Họ tên người hướng dẫn:</i>	<i>Phần/ Nội dung:</i>
<i>TS. Phạm Thành Hưng</i>	<i>Phần I,II</i>

5. Ngày giao nhiệm vụ đồ án: 03/2025

6. Ngày hoàn thành đồ án: 06/2025

Đà Nẵng, ngày ... tháng ... năm 2025

Trưởng BM Tin học xây dựng

Người hướng dẫn

TS. Nguyễn Thanh Hải

TS. Phạm Thành Hưng

LỜI NÓI ĐẦU

Ngành xây dựng là một ngành đang không ngừng phát triển và luôn có vai trò hết sức quan trọng trong việc xây dựng và phát triển đất nước. Ý thức được điều đó, trong hơn 4 năm học tập tại khoa Xây dựng Công trình thủy, trường Đại học Bách khoa – Đại học Đà Nẵng, dưới sự dạy bảo và giúp đỡ tận tình của các thầy cô giảng viên, bạn bè cũng như sự nỗ lực học tập của bản thân, em đã tích lũy và trao đổi được những kiến thức, kỹ năng quan trọng phục vụ cho công việc sau này.

Đồ án tốt nghiệp lần này là một bước đi cần thiết cho em nhằm hệ thống các kiến thức đã được học ở nhà trường sau gần năm năm học. Đồng thời giúp cho em bắt đầu làm quen với công việc thiết kế một công trình hoàn chỉnh tạo tiền đề vững chắc cho công việc sau này.

Với nhiệm vụ được giao, thiết kế đề tài: *“Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng”*. Trong giới hạn đồ án thiết kế :

- Kết Cấu : Giáo viên hướng dẫn: TS. Phạm Thành Hưng
- Tin Học : Giáo viên hướng dẫn: TS. Phạm Thành Hưng

Trong quá trình thiết kế, tính toán, tuy đã có nhiều cố gắng, nhưng do kiến thức còn hạn chế, và chưa có nhiều kinh nghiệm nên chắc chắn không tránh khỏi sai sót. Kính mong được sự góp ý chỉ bảo của các thầy, cô để em có thể hoàn thiện hơn đề tài này.

Em xin chân thành cảm ơn tất cả các quý thầy cô giảng viên trường Đại học Bách Khoa, trong khoa Xây Dựng Công Trình Thủy, đặc biệt là thầy Phạm Thành Hưng, Ngô Thanh Vũ đã trực tiếp hướng dẫn em trong đề tài tốt nghiệp này.

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đồ án tốt nghiệp với đề tài “Thiết kế kết cấu công trình Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng” là đồ án được chính bản thân tôi thực hiện . Các số liệu và tài liệu trong đồ án là do tôi trực tiếp tính toán. Tất cả những tham khảo và kế thừa đều được trích dẫn và tham chiếu đầy đủ.

Sinh viên thực hiện

Nguyễn Thế Thịnh, Tống Việt Quý

MỤC LỤC

TÓM TẮT	4
NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP	5
LỜI NÓI ĐẦU	7
LỜI CAM ĐOAN	8
DANH MỤC BẢNG BIỂU	15
DANH MỤC HÌNH ẢNH	17
MỞ ĐẦU.....	1
PHẦN 1: THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH	2
CHƯƠNG 1: ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH.....	2
1.1. Nhu cầu đầu tư xây dựng công trình.....	2
1.1.1. Sự cần thiết phải đầu tư.....	2
1.1.2. Mục tiêu hoạt động	2
1.2. Các tài liệu và tiêu chuẩn dùng trong thiết kế kiến trúc	3
1.3. Vị trí, đặc điểm, điều kiện tự nhiên khu đất xây dựng.....	3
1.3.1. Vị trí địa lý, đặc điểm khu đất xây dựng.....	3
1.3.2. Điều kiện tự nhiên khu đất xây dựng.....	4
1.4. Quy mô công trình	5
1.4.1. Cấp công trình.....	5
1.4.2. Loại công trình.....	5
1.4.3. Quy mô dự án.....	5
1.5. Giải pháp kiến trúc.....	6
1.5.1. Giải pháp quy hoạch tổng mặt bằng	6
1.5.2. Phương án thiết kế mặt bằng các tầng	6
1.5.3. Phương án thiết kế kiến trúc mặt đứng	10
1.6. Giao thông công trình	10
1.7. Các giải pháp kỹ thuật.....	11
1.7.1. Giải pháp về sử dụng vật liệu	11

1.7.2. Giải pháp chống thấm	11
1.7.3. Giải pháp chọn thang máy, thang bộ thoát hiểm, ram dốc.....	11
CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.....	14
2.1. Lựa chọn giải pháp kết cấu công trình.....	14
2.1.1. Hệ kết cấu chịu lực cơ bản.....	14
2.1.2. Hệ kết cấu chịu lực hỗn hợp	14
2.1.3. Hệ kết cấu sàn	14
2.1.4. Kết luận.....	15
2.2. Lựa chọn vật liệu.....	15
2.2.1. Vật liệu sử dụng cho công trình	15
2.2.2. Thông số vật liệu.....	15
2.3. Tiêu chuẩn, quy phạm dùng trong tính toán thiết kế kết cấu	16
2.4. Phương án tính toán kết cấu.....	16
2.4.1. Mô hình tính toán.....	16
2.4.2. Các giả thiết tính toán	17
2.4.3. Tải trọng lên công trình.....	17
2.4.4. Phương pháp tính toán xác định nội lực	19
2.4.5. Kiểm tra theo trạng thái giới hạn	19
2.4.6. Lựa chọn công cụ tính toán, phần mềm sử dụng	20
2.5. Cơ sở lựa chọn sơ bộ tiết diện.....	20
2.5.1. Cơ sở lựa chọn sơ bộ chiều dày bản sàn	20
2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm	23
2.5.3. Chọn sơ bộ tiết diện cột	24
CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH.....	26
3.1. Số liệu tính toán	26
3.2. Sơ đồ sàn tầng điển hình	26
3.3. Chọn chiều dày bản sàn	26

3.3.1. Chọn chiều dày sàn sơ bộ	26
3.4. Xác định tải trọng tác dụng lên sàn.....	26
3.4.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn	26
3.4.2. Tĩnh tải	27
3.4.3. Hoạt tải.....	29
3.5. Xác định nội lực	33
3.5.1. Phân loại ô sàn	33
3.5.2. Xác định nội lực.....	34
3.6. Tính toán cốt thép	36
3.7. Các yêu cầu chọn và bố trí thép sàn.....	38
3.7.1. Khoảng cách lớp bảo vệ.....	38
3.7.2. Khoảng cách của cốt thép	38
3.7.3. Chiều dài thép mũ	39
3.7.4. Phối hợp cốt thép	39
3.8. Quy trình thiết kế sàn tầng điển hình.....	40
3.9. Tính toán nội lực theo phương pháp phần tử hữu hạn	40
3.10. Kiểm tra độ võng sàn	42
3.11. Kiểm tra độ võng sàn ngắn hạn.....	42
3.12. Kiểm tra độ võng sàn dài hạn	43
CHƯƠNG 4: TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ.....	47
4.1. Giới thiệu và mô tả.....	47
4.2. Cấu tạo cầu thang điển hình.....	48
4.2.1. Mặt bằng cầu thang.....	48
4.2.2. Kích thước cầu thang	49
4.2.3. Lựa chọn sơ bộ kích thước cầu thang	50
4.3. Tính toán cầu thang điển hình.....	51
4.3.1. Vật liệu.....	51

4.3.2. Tính toán bản thang, bản chiếu nghỉ.....	51
4.3.3. Tính toán và bố trí thép bản thang	54
4.3.4. Tính toán và bố trí thép bản chiếu nghỉ (BCN)	57
4.3.5. Tính toán và bố trí thép dầm chiếu nghỉ	57
CHƯƠNG 5: TÍNH CẤU KIỆN KHUNG TRỤC 8.....	59
5.1. Tải trọng thẳng đứng.....	61
5.1.1. Tĩnh tải sàn.....	61
5.1.2. Hoạt tải sàn	62
5.1.3. Tĩnh tải tác dụng lên dầm biên.....	62
5.2. Tải trọng ngang	62
5.2.1. Tải trọng gió.....	62
5.2.2. Xác định tải trọng động đất.....	62
5.3. Tổ hợp tải trọng.....	63
5.3.1. Phương pháp tính toán	63
5.3.2. Các trường hợp tải trọng	63
5.4. Xây dựng mô hình tính toán ETABS	64
5.5. Kết quả nội lực, chuyển vị	69
5.5.1. Nội lực.....	69
5.5.2. Chuyển vị.....	71
5.6. Tính toán cấu kiện khung trục 8	71
5.6.1. Tính toán dầm khung trục 8	71
5.6.2. Tính toán cột khung trục 8	82
5.6.3. Tính toán vách khung trục 8	88
CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 8	104
6.1. Điều kiện địa chất công trình.....	104
6.1.1. Địa tầng.....	104
6.1.2. Lựa chọn mặt cắt địa chất để tính móng.....	107

6.1.3. Điều kiện thủy văn	107
6.1.4. Lựa chọn giải pháp móng	107
6.2. Thiết kế móng cọc khoan nhồi.....	108
6.2.1. Các giả thiết tính toán	108
6.2.2. Thiết kế móng M1.....	109
6.2.3. Thiết kế móng M2.....	126
Phần 2: CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG.....	142
CHƯƠNG 1: LẬP TRÌNH CÔNG CỤ API TỰ TẠO FAMILY MÓNG CỌC VÀ BỐ TRÍ THÉP TRÊN REVIT	142
1.1. Mục tiêu và phạm vi nghiên cứu.....	142
1.1.1. Sự cần thiết phải xây dựng chương trình tính.....	142
1.1.2. Mục tiêu cần đạt được.....	143
1.2. Tổng quan về RevitAPI và Add-in for Revit	143
1.2.1. Tổng quan về Revit API.....	143
1.2.2. Tổng quan về Add-in	144
1.3. Thiết kế cơ sở dữ liệu.....	144
1.3.1. Các khối dữ liệu đầu vào và mối quan hệ.....	144
1.4. Phân tích và thiết kế giải thuật.....	145
1.4.1. Thiết kế giải thuật tổng thể của toàn bộ công trình	145
1.4.2. Giải thuật chi tiết đưa dữ liệu đầu vào	146
1.4.3. Giải thuật kết xuất và biểu diễn kết quả.....	147
1.5. Lựa chọn ngôn ngữ và lập trình	147
1.5.1. Lựa chọn ngôn ngữ lập trình.....	147
1.6. Tổ chức chương trình – Hệ thống menu	149
1.6.1. Chức năng tổng quát GeometryViewModel	152
1.6.2. Chức năng tổng quát ReinforcementViewModel	155
1.6.3. Chức năng tổng quát PileDetailViewModel	158

CHƯƠNG 2: LẬP TRÌNH CÔNG CỤ API TỰ ĐỘNG BỐ TRÍ CỘT, SÀN TỪ BÀN VẼ AUTOCAD (2D) SANG REVIT (3D)	161
2.1. Mục đích công cụ	161
2.2. Cấu trúc giải pháp	161
2.3. Thành phần chính.....	162
2.3.1. Lớp ColumnData (ColumnData.cs)	162
2.3.2. Lớp taocottucadViewModel (taocottucadViewModel.cs)	162
2.3.3. Giao diện người dùng (taocottucadWindow.xaml).....	163
2.3.4. Xử lý tạo cột (taocottucadWindow.xaml.cs).....	163
2.4. Công nghệ sử dụng	165
2.5. Ưu điểm công nghệ.....	165
CHƯƠNG 3: LẬP TRÌNH CÔNG CỤ API TỰ ĐỘNG BỐ TRÍ TẠO THÉP ĐƠN CHO DẦM	167
3.1. Mục đích công cụ	167
3.2. Cấu trúc giải pháp	167
3.3. Thành phần chính.....	168
3.3.1. Lớp RebarSingleBeamViewModel	168
3.3.2. Phương thức tạo thép	169
3.3.3. Quy trình tạo thép(BottonOK)	169
3.4. Giao diện người dùng	170
3.5. Công nghệ sử dụng	170
3.6. Kết luận	171
KẾT LUẬN.....	173
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	174

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 2.1. Bảng thông số vật liệu bê tông theo TCVN 5574 - 2018-----	15
Bảng 2.2. Bảng thông số vật liệu thép theo TCVN 5574 -2018 -----	16
Bảng 2.3. Tổ hợp tải trọng -----	18
Bảng 2.4. Các phần mềm sử dụng -----	20
Bảng 2.5. Chọn sơ bộ kích thước sàn -----	21
Bảng 2.6. Chọn sơ bộ kích thước cột-----	25
Bảng 3.1. Bảng tính tải trọng trên 1m ² tường xây dày 200.....	28
Bảng 3.2. Bảng tính tải trọng trên 1m ² tường xây dày 100.....	28
Bảng 3.3. Tải trọng bản thân các lớp cấu tạo sàn phòng ngủ và hành lang.....	28
Bảng 3.4. Tải trọng bản thân các lớp cấu tạo sàn mái	29
Bảng 3.5. Chu kỳ tần số của mô hình	30
Bảng 3.6. Tải trọng gió theo phương X	32
Bảng 3.7. Tải trọng gió theo phương Y	32
Bảng 3.8. Phân loại ô sàn tầng 3 (Điển hình)	33
Bảng 3.9. Bảng thông số vật liệu cốt thép	36
Bảng 3.10 Bảng tính toán cốt thép sàn	44
Bảng 5.1 Giá trị μ_{\min}	85
Bảng 5.2. Tính toán cốt thép dọc khung trục 8.....	86
Bảng 6.1. Khảo sát địa tầng địa chất.....	104
Bảng 6.2. Đánh giá điều kiện các lớp đất	106
Bảng 6.3. Tổ hợp nội lực tính toán tác dụng lên móng M1	110
Bảng 6.4. Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn móng M1	110
Bảng 6.5. Thành phần ma sát quanh thân cọc.....	114

Bảng 6.6. Kết quả kiểm tra sức chịu tải của cọc đối cặp nội lực còn lại	119
Bảng 6.7. Kết quả kiểm tra cho các trường hợp cặp nội lực còn lại.....	122
Bảng 6.8. Tính độ lún của nền đất	124
Bảng 6.9 Tổ hợp nội lực tính toán tác dụng lên móng MII	126
Bảng 6.10 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn móng MII	127
Bảng 6.11. Thành phần ma sát quanh thân cọc.....	130

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình ảnh 1.1. Vị trí khu đất xây dựng-----	4
Hình ảnh 1.2. Mặt bằng tổng thể-----	6
Hình ảnh 1.3. Mặt bằng kiến trúc tầng 2-12-----	7
Hình ảnh 1.4. Mặt cắt đứng của công trình-----	10
Hình ảnh 1.5. Đo chiều cao thông thủy của cầu thang bộ -----	12
Hình ảnh 3.1. Cấu tạo các lớp sàn phòng ngủ, hành lang.....	26
Hình ảnh 3.2. Sơ đồ tính nội lực trong ô sàn bản dầm	34
Hình ảnh 3.3. Moment theo phương cạnh ngắn, cạnh dài	35
Hình ảnh 3.4. Moment dùng để tính thép sàn.....	35
Hình ảnh 3.5. Nguyên tắc bố trí thép mũ.....	39
Hình ảnh 3.6. Moment theo quan niệm tính toán và thực tế.....	39
Hình ảnh 3.7. Mô hình trong SAFE 2016.....	40
Hình ảnh 3.8. Các dải Strip A	41
Hình ảnh 3.9. Các dải Strip B	41
Hình ảnh 3.10. Nội lực sàn theo Strip A	41
Hình ảnh 3.11. Nội lực sàn theo Strip B	42
Hình ảnh 3.12. Độ võng sàn ngắn hạn Combo LL short	43
Hình ảnh 3.13. Độ võng sàn ngắn hạn Combo LL long	43
Hình ảnh 5.1. Sơ đồ tính khung trục 8.....	61
Hình ảnh 5.2. Khai báo các loại tải trọng	65
Hình ảnh 5.3. Khai báo các loại combo tải trọng	65
Hình ảnh 5.4. Tĩnh tải hoàn thiện tầng điển hình.....	65
Hình ảnh 5.5. Tĩnh tải hoàn thiện tầng mái.....	66
Hình ảnh 5.6. Hoạt tải tầng điển hình	66

Hình ảnh 5.7. Hoạt tải tầng mái	66
Hình ảnh 5.8. Tải trọng gió theo phương X	67
Hình ảnh 5.9. Tải trọng gió theo phương Y	67
Hình ảnh 5.10. Mô hình Etabs công trình	68
Hình ảnh 5.11. Kết quả moment khung trục 8	69
Hình ảnh 5.12. Kết quả lực cắt khung trục 8	70
Hình ảnh 5.13. Xác định bề rộng cánh chữ T	71
Hình ảnh 5.14. Sơ đồ ứng suất dùng để tính tiết diện chữ T	72
Hình ảnh 5.15 Kí hiệu dầm khung trục 8	77
Hình ảnh 5.16. Sơ đồ tính toán cột	82
Hình ảnh 6.1. Sơ đồ xác định thành phần ma sát quanh thân cọc	114
Hình ảnh 6.2. Sơ đồ bố trí cọc móng M1	117
Hình ảnh 6.3. Sơ đồ tính cốt thép đài móng	126
Hình ảnh 6.4. Sơ đồ bố trí móng cọc MII	133
Hình ảnh 6.5. Sơ đồ tính cốt thép đài móng	141

MỞ ĐẦU

Trong sự nghiệp công nghiệp hoá, hiện đại hoá của đất nước, ngành xây dựng cơ bản đóng một vai trò hết sức quan trọng. Cùng với sự phát triển mạnh mẽ của mọi lĩnh vực khoa học và công nghệ, ngành xây dựng cơ bản đã và đang có những bước tiến đáng kể. Để đáp ứng được các yêu cầu ngày càng cao của xã hội, chúng ta cần một nguồn nhân lực trẻ là các kỹ sư xây dựng có đủ phẩm chất và năng lực, tinh thần cống hiến để tiếp bước các thế hệ đi trước, xây dựng đất nước ngày càng văn minh và hiện đại hơn.

Sau 5 năm học tập và rèn luyện tại trường Đại học Bách khoa – Đại học Đà Nẵng, đồ án tốt nghiệp này là một dấu ấn quan trọng đánh dấu việc một sinh viên đã hoàn thành nhiệm vụ của mình trên ghế giảng đường đại học. Trong phạm vi đồ án tốt nghiệp của mình, em đã cố gắng để trình bày toàn bộ phần việc thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng. Nội dung của đồ án gồm 2 phần:

Phần 1: Phần xây dựng

Phần 2: Phần tin học

Tuy chỉ là một đề tài giả định và ở trong một lĩnh vực chuyên môn là thiết kế nhưng trong quá trình làm đồ án đã giúp em hệ thống được các kiến thức đã học, tiếp thu thêm được một số kiến thức mới, và quan trọng hơn là tích lũy được chút ít kinh nghiệm giúp cho công việc sau này cho dù có hoạt động chủ yếu trong công tác thiết kế. Em xin chân thành cảm ơn các thầy, cô trường Đại học Bách khoa – Đại học Đà Nẵng đã tận tình giảng dạy, truyền đạt những kiến thức quý giá của mình cho em cũng như các bạn sinh viên khác trong suốt những năm học qua. Đặc biệt, đồ án tốt nghiệp này cũng không thể hoàn thành nếu không có sự tận tình hướng dẫn của thầy Th.S Ngô Thanh Vũ, TS. Phạm Thành Hưng. Thông qua đồ án tốt nghiệp, em mong muốn có thể hệ thống hoá lại toàn bộ kiến thức đã học cũng như học hỏi thêm các lý thuyết tính toán kết cấu đang được ứng dụng cho các công trình nhà cao tầng của nước ta hiện nay. Do khả năng và thời gian hạn chế, đồ án tốt nghiệp này không thể tránh khỏi những sai sót. Em rất mong nhận được sự chỉ dạy và góp ý của các thầy cô cũng như của các bạn sinh viên khác để có thể thiết kế được các công trình hoàn thiện hơn sau này.

PHẦN 1: THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 1: ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.1. Nhu cầu đầu tư xây dựng công trình

1.1.1. Sự cần thiết phải đầu tư

Đà Nẵng, với vị trí chiến lược ven biển và sự phát triển mạnh mẽ về du lịch, kinh tế và hạ tầng đô thị, đang ngày càng trở thành điểm đến quan trọng của cả trong nước và quốc tế. Cùng với nhu cầu ngày càng cao về nhà ở cho các đối tượng có công với cách mạng, thành phố đã và đang triển khai nhiều dự án nhà ở xã hội, đặc biệt là khu vực Ngũ Hành Sơn, một trong những khu vực có tiềm năng phát triển lớn. Dựa trên các yếu tố như điều kiện kinh tế xã hội của thành phố, nhu cầu nhà ở cho người có công với cách mạng, và lợi thế về vị trí đất đai, việc đầu tư xây dựng chung cư xã hội dành cho người có công với cách mạng tại khu vực Ngũ Hành Sơn là vô cùng cần thiết.

Với mong muốn tri ân những đóng góp của các gia đình chính sách, công trình này sẽ không chỉ đáp ứng nhu cầu an cư mà còn mang lại sự thoải mái, tiện nghi cho những đối tượng này. Các cơ sở hạ tầng hiện có tại Ngũ Hành Sơn, cùng với tiềm năng phát triển của khu vực, đảm bảo tính khả thi và hiệu quả của dự án. Chúng tôi tin tưởng rằng, với sự đầu tư hợp lý và quy hoạch bài bản, công trình chung cư xã hội này sẽ góp phần nâng cao chất lượng sống cho người có công với cách mạng, đồng thời khẳng định được cam kết của chính quyền thành phố trong việc chăm lo đời sống cho các đối tượng chính sách.

1.1.2. Mục tiêu hoạt động

Đảm bảo cung cấp không gian sống ổn định và đầy đủ tiện nghi cho các gia đình chính sách. Cụ thể, chung cư sẽ giúp giảm bớt tình trạng thiếu hụt nhà ở, mang lại một môi trường sống thoải mái và an toàn cho người có công với cách mạng. Đồng thời, mục tiêu là phát triển đồng bộ cơ sở vật chất với quy mô hiện đại, trang thiết bị đầy đủ và tiện nghi, đảm bảo đáp ứng nhu cầu sống cao cấp của cư dân. Chung cư cũng sẽ thực hiện các hoạt động phục vụ hỗ trợ đời sống, bao gồm các dịch vụ tiện ích như bảo vệ 24/7, khu vui chơi giải trí, chăm sóc sức khỏe, nhằm nâng cao chất lượng sống lâu dài, ổn định cho người có công với cách mạng. Dự án này sẽ là mô hình về sự chăm sóc chu đáo, an toàn và bền vững, nhằm bảo vệ quyền lợi và tri ân công lao của các gia đình có công với đất nước.

1.2. Các tài liệu và tiêu chuẩn dùng trong thiết kế kiến trúc

Các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật được tính toán trên căn cứ Tiêu chuẩn Xây dựng Việt Nam do Bộ Xây dựng ban hành bao gồm:

- Tiêu chuẩn thiết kế khách sạn: TCVN 4391 – 2009;
- Tiêu chuẩn thiết kế hệ thống thoát nước bên trong: TCVN 4474 – 1987;
- Tiêu chuẩn hệ thống cấp nước: TCVN 4513 – 19988;
- Tiêu chuẩn hệ thống cấp nước sinh hoạt: TCVN 5502 – 2003;
- Tiêu chuẩn phòng cháy chữa cháy. Nhà cao tầng TCVN 6160:1996;
- Chất lượng nước. Nước thải sinh hoạt. Giới hạn ô nhiễm cho phép: TCVN 6772:2000;

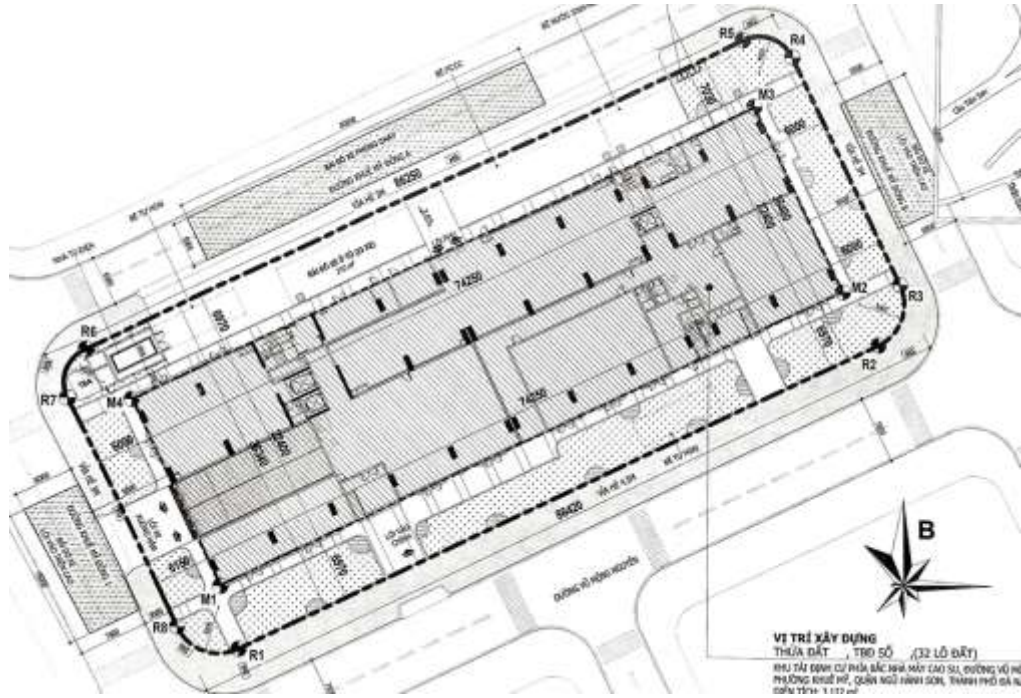
1.3. Vị trí, đặc điểm, điều kiện tự nhiên khu đất xây dựng

1.3.1. Vị trí địa lý, đặc điểm khu đất xây dựng

Dự án đầu tư xây dựng “Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng” tại đường Vũ Mộng Nguyên, phường Khuê Mỹ, quận Ngũ Hành Sơn, TP.Đà Nẵng.

Dự án có tổng diện tích quy hoạch 3.122m²; trong đó phần diện tích xây dựng với mật độ xây dựng 1.663m² chiếm 53,3%; đất cây xanh, thảm hoa chiếm 640m² tương ứng 20,5% và đất sử dụng làm giao thông chiếm 819m² tương ứng 26,2%. Quy mô đầu tư xây dựng tòa chung cư cao 12 tầng với khoảng 209 căn hộ nhà ở xã hội. Công trình có bố trí thang máy, kiến trúc hiện đại, cơ sở hạ tầng đồng bộ, không gian ở cùng công năng tiện lợi cho cuộc sống.

Chung cư nhà ở xã hội tuyến đường Vũ Mộng Nguyên được quy hoạch sử dụng khu đất có tứ cận phía đông giáp tuyến đường Khuê Mỹ Đông 8, phía tây giáp tuyến đường Khuê Mỹ Đông 1, phía nam giáp tuyến đường Vũ Mộng Nguyên, phía bắc giáp tuyến đường Khuê Mỹ Đông 6.



Hình ảnh 1.1. Vị trí khu đất xây dựng

1.3.2. Điều kiện tự nhiên khu đất xây dựng

Theo Quy chuẩn kỹ thuật Quốc gia QCVN 02 : 2009/BXD về số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng, địa điểm xây dựng công trình thuộc TP Đà Nẵng nằm trong vùng khí nhiệt đới gió mùa, có nhiệt độ cao và ít biến động với đặc điểm khí hậu như sau:

- Nhiệt độ và Độ ẩm không khí

Nhiệt độ trung bình năm : 25,8°C

Nhiệt độ trung bình tháng cao nhất (tháng 4) : 34,4°C

Nhiệt độ trung bình tháng thấp nhất (tháng 1) : 19,1°C

Nhiệt độ cao nhất tuyệt đối năm : 40,9°C

Nhiệt độ thấp nhất tuyệt đối năm : 9,2°C

- Độ ẩm không khí

Độ ẩm tuyệt đối trung bình năm : 27,1 mbar

Độ ẩm tương đối trung bình năm : 81,6%

Độ ẩm tương đối thấp nhất trung bình năm : 65,7%

Độ ẩm tương đối thấp nhất tuyệt đối năm : 18 %

- Gió

Vận tốc gió trung bình năm : 1,5 m/s

- Bức xạ mặt trời

Tổng xạ trên mặt bằng : 5240 W/m²/ngày

Tán xạ trên mặt bằng : 2400 W/m²/ngày

Tổng số giờ nắng trung bình năm: : 2182 giờ

- Mưa

Lượng mưa trung bình năm : 2151 mm

Lượng mưa ngày lớn nhất : 593 mm

Số ngày mưa trung bình năm : 139,4 ngày

1.4. Quy mô công trình

1.4.1. Cấp công trình

- Cấp công trình được xác định theo Thông tư 06/2021/TT-BXD
- Theo phụ lục II phân cấp công trình xây dựng theo quy mô kết cấu, bảng 2 :
 - Chiều cao(m) : 47.7(m)
 - Số tầng cao : 12 tầng, 1 tầng hầm, 1 tầng áp mái
 - Tổng diện tích sàn(m²) : 22.172 (m²)

→ Công trình thuộc công trình cấp II

1.4.2. Loại công trình

- Loại công trình được xác định theo Thông tư 06/2021/TT-BXD
- Theo phụ lục I, mục I. Công trình sử dụng cho mục đích dân dụng(công trình dân dụng): Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng thuộc loại công trình nhà ở.

1.4.3. Quy mô dự án

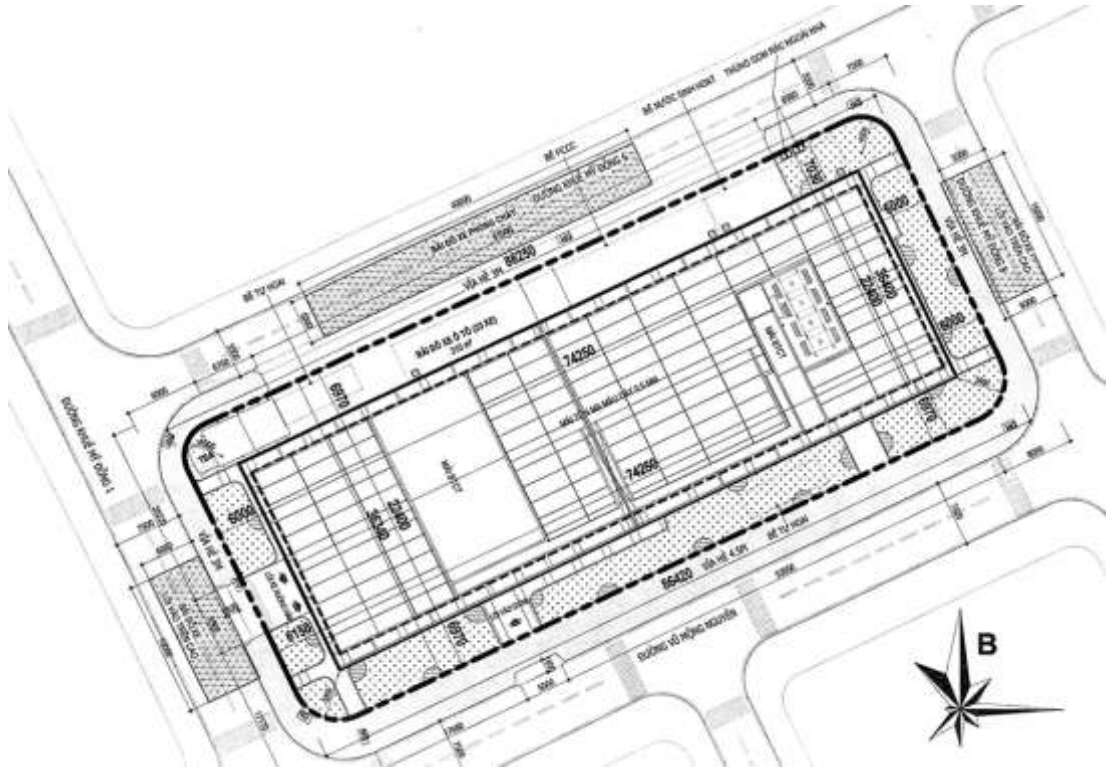
- Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng tại đường Vũ Mộng Nguyên có tổng mức đầu tư hơn 223 tỷ đồng.
- Quy mô công trình gồm:
 - 12 tầng, 1 tầng hầm, 1 tầng áp mái cùng hạ tầng cảnh quan cây xanh.

- Tổng diện tích sàn xây dựng là $22.172 m^2$
- Bố trí 209 căn hộ, diện tích từ $65 - 77 m^2/căn$
- Nhịp kết cấu lớn nhất (m) : 7.1 m
- Số tầng ngầm : 1

1.5. Giải pháp kiến trúc

1.5.1. Giải pháp quy hoạch tổng mặt bằng

Thiết kế về không gian quy hoạch cũng như kiến trúc rất phù hợp, hài hòa, các trục giao thông ngắn gọn, tiện lợi.

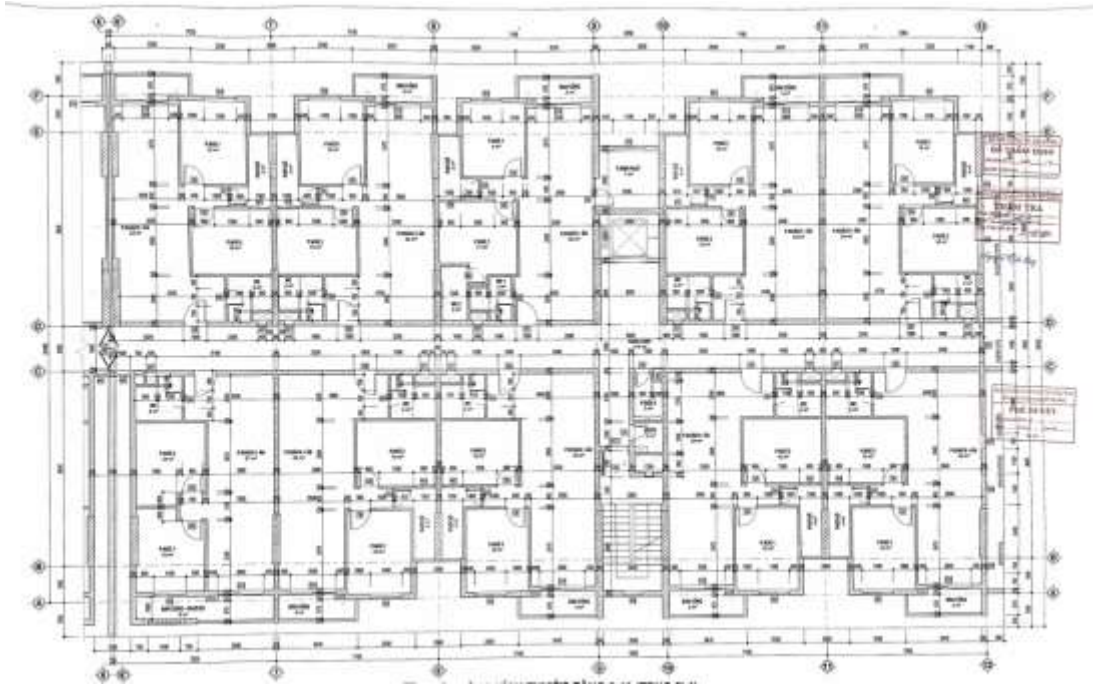


Hình ảnh 1.2. Mặt bằng tổng thể

Công trình gồm 12 tầng nổi, 1 tầng hầm và 1 tầng áp mái. Công trình có tổng chiều cao 47.7 m tính từ cốt 0.00 và tầng hầm nằm ở cốt -3.0 m so với cốt.

1.5.2. Phương án thiết kế mặt bằng các tầng

Mặt cắt công trình dựa trên cơ sở của mặt bằng và mặt đứng đã thiết kế, thể hiện được mối liên hệ bên trong công trình theo phương thẳng đứng giữa các tầng, thể hiện sơ đồ kết cấu bố trí làm việc trong công trình.



Hình ảnh 1.3. Mặt bằng kiến trúc tầng 2-12

Khối công trình cụ thể như sau:

- Tầng hầm : Diện tích sàn : 1516 m²

TT	Tên phòng chức năng	Số lượng	Diện tích (m ²)
1	Chỗ để xe	1	1370
2	Thang bộ	3	25
3	Thang máy	3	6
4	Ram dốc	1	46
5	Phòng máy bơm	1	28
6	Kho vật liệu không cháy	1	5
7	Phòng điện	1	4
8	Phòng đệm	2	4

- Tầng 1 : Diện tích sàn : 1402 m²

TT	Tên phòng chức năng	Số lượng	Diện tích (m ²)
1	Dịch vụ	2	221
2	Phòng điện	1	5
3	Sảnh căn hộ	2	109
4	Phòng tủ điện	1	22
5	Khu sinh hoạt cộng đồng	1	168
6	Kho	3	26
7	Chỗ để xe máy và xe đạp	1	299
8	CLB thể thao	2	257
9	Nhóm trẻ	1	138
10	Quản lý, bảo vệ, CCTV, trực PCCC	1	23
11	VS trẻ, GV	2	14
12	Ram dốc	1	46
13	WC	3	15
14	Thang bộ	3	42
15	Thang máy	3	17

- Tầng 2-12 : Diện tích sàn : 1600 x 11 = 17600 m²

TT	Tên phòng chức năng	Số lượng	Diện tích (m ²)
1	Căn A	14	960.4
2	Căn B	1	77

3	Căn C	2	130
4	Căn D	2	135.6
5	Hành lang	1	174
6	Thang máy	3	17
7	Thang bộ	2	36
8	Ban công, phơi đồ	21	70

BẢNG THỐNG KÊ CƠ CẤU CĂN HỘ		
Loại căn hộ	Diện tích sử dụng	Cơ cấu
A	68.6	02 P.NGỦ,01 WC
B	77	02 P.NGỦ,02 WC
C	65	2 P.NGỦ,01 WC
D	67.8	2 P.NGỦ,01 WC

- Tầng áp mái : Diện tích sàn : 226 m²

TT	Tên phòng chức năng	Số lượng	Diện tích (m²)
1	Thư viện truyền thống	1	141
2	Kho	2	24
3	Phòng máy	2	15
4	Phòng điện	1	5
5	Bơm	1	5
6	Thang bộ	2	36

1.5.3. Phương án thiết kế kiến trúc mặt đứng

Mặt đứng ảnh hưởng đến tính nghệ thuật của công trình và kiến trúc cảnh quan của khu phố. Khi nhìn từ xa ta có thể cảm nhận toàn bộ công trình trên hình khối kiến trúc của nó. Các tầng của công trình xây tường ngoài kết hợp với mặt kính là những ô cửa rộng nhằm đảm bảo chiếu sáng tự nhiên và tăng tính thẩm mỹ công trình. Mặt đứng của công trình được thiết kế theo hình khối và ốp đá bên ngoài, tạo nên cảm giác vững chãi, hiện đại nhằm nhấn mạnh sự phát triển không ngừng của kinh tế.

Nhìn tổng quan mặt đứng tòa nhà cơ bản được chia làm 3 phần: phần chân, phần thân và phần mái.

- + Phần chân là tầng hầm, tầng 1 : Chỗ để xe và các dịch vụ, tiện ích.
- + Phần thân là tầng 2-12 : Các căn hộ A,B,C,D.
- + Trên cùng là tầng áp mái, mái của công trình.



Hình ảnh 1.4. Mặt cắt đứng của công trình

1.6. Giao thông công trình

Giao thông theo phương ngang chính của công trình là các hành lang và sảnh. Giao thông theo phương đứng sử dụng hệ thang máy kết hợp với thang bộ đặt tại trục 3-4 và 9-10 của công trình.

Ngoài ra, bố trí ram dốc để xe di chuyển lên xuống giữa tầng 1 và tầng hầm.

1.7. Các giải pháp kỹ thuật

1.7.1. Giải pháp về sử dụng vật liệu

Công trình sử dụng vật liệu thông thường chủ yếu: móng, khung, cột, thang, sàn, mái bằng BTCT, tường bao và tường ngăn bằng gạch xây, cửa nhôm kính và các vật liệu hoàn thiện, trang trí khác,...

1.7.2. Giải pháp chống thấm

Giải pháp kiến trúc, sử dụng vật liệu hợp lý là những yếu tố quan trọng hàng đầu. Việc chống thấm về cơ bản là ngăn nguồn nước thẩm thấu. Do đó ở một vài giải pháp chống thấm có liên quan đến chống nóng.

Đánh dốc đủ (2 - 3%) và đúng hướng cho các sàn vệ sinh, các sàn chịu nước như sân thượng, ban công, lô gia. Thiết kế vị trí ga thu hợp lý.

Bảo vệ kết cấu mái cố định (mái bê tông), tránh tác động trực tiếp của mưa nắng bằng các giải pháp kê tấm đan. Việc được che phủ này giúp mái bê tông tránh được sự co ngót.

Chống thấm sàn tầng hầm: Sử dụng bê tông phụ gia chống thấm mác B10. Trước khi đổ bê tông, nền đất phải được đầm chặt với hệ số $k=90$. Sau khi đầm, trải một lớp nilon lót dày 0,5mm nhằm hạn chế mất nước của bê tông. Tại các mạch ngừng theo biện pháp thi công đặt tấm ngăn nước Waterbar 250.

Chống thấm thành tầng hầm: Tại các điểm ngừng kỹ thuật có thiết kế các tấm ngăn nước Waterbar theo mạch ngừng ngang, dọc. Bê tông thành tầng hầm sử dụng phụ gia chống thấm mác B10 của hãng Sika hoặc tương đương. Sau khi đổ bê tông thành tầng hầm trong thời gian 24 tiếng quét 3 lớp Sika chống thấm gốc Bitum phía bên ngoài thành tầng hầm. Sau khi hoàn thiện việc thi công thành tầng hầm sử dụng đất sét đỏ bao quanh phía ngoài thành tầng hầm có chiều dày 50 cm và được đầm chặt, hệ số $k=90$.

Thực hiện đúng quy trình kỹ thuật khi thi công: sử dụng đúng mác bê tông, mác vữa; dỡ cốp pha khi bê tông đủ tuổi (tránh gây võng, nứt, biến dạng kết cấu).

1.7.3. Giải pháp chọn thang máy, thang bộ thoát hiểm, ram dốc

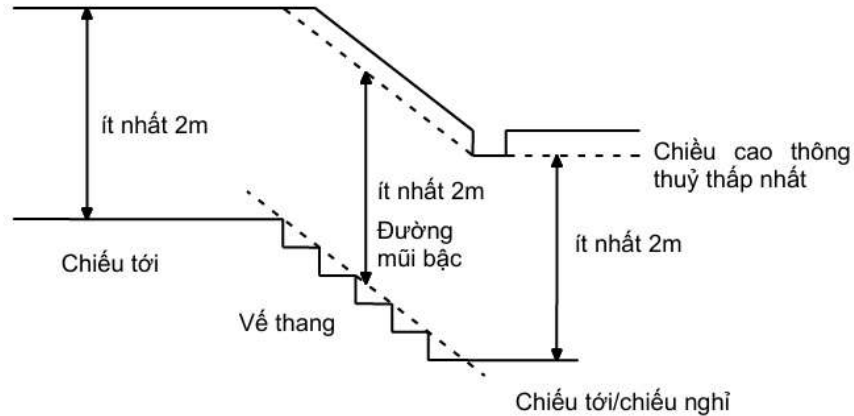
- Thang bộ thoát hiểm:

Công trình được bố trí ba thang bộ thoát hiểm tại các vị trí giao thông của công trình.

Theo tiêu chuẩn về phòng cháy chữa cháy, vị trí điểm cửa xa nhất tới thang không lớn hơn 25m. Thang thoát hiểm được làm bằng bê tông lõi cứng, cửa

Chiều rộng tối thiểu: 280 mm, chiều cao tối đa là 180 mm (Bảng 3.1 QCVN 05:2008/BXD).

Chiều cao thông thủy đối với các cầu thang bộ và lối đi ít nhất là 2m



Hình ảnh 1.5. Đo chiều cao thông thủy của cầu thang bộ

- Thang máy:

Để đáp ứng nhu cầu sử dụng, công trình được hoạt động theo nhiều luồng giao thông cho cư dân trong chung cư. Do đó, cần phải có ba thang máy để phục vụ. Cụ thể:

Thang máy 01 trục 3-4 : Tải trọng 1000 KG – 14 người, tốc độ 90 M/P, kích thước hố thang 2250 x 2200 (mm) (rộng x sâu).

Thang máy 02 trục 3-4 : Tải trọng 1600 KG – 22 người, tốc độ 90 M/P, kích thước hố thang 2200 x 2800 (mm) (rộng x sâu).

Thang máy 03 trục 9-10 : Tải trọng 1000 KG – 14 người, tốc độ 90 M/P, kích thước hố thang 2650 x 2000 (mm) (rộng x sâu).

- Ramp dốc :

Ramp dốc tầng hầm có độ dốc tối đa không được dốc quá 15% so với chiều sâu của hầm. Cách tính độ dốc tầng hầm như sau:

$$\text{Độ dốc đường hầm} = (\text{chiều sâu} / \text{chiều dài}) < 15\%.$$

Nếu chiều sâu của hầm là 1m, thì chiều dài của dốc hầm không được nhỏ hơn 6m nhằm đảm bảo cho phương tiện lưu thông an toàn, tránh trường hợp ô tô gầm thấp dễ bị chạm gầm khi xe lên xuống hầm.

Ngoài ra đối với dốc cong thì độ dốc thường được thiết kế không vượt quá 13% và các đường dốc thẳng thường là 15%.

Kích thước chiều rộng ramp dốc tầng hầm tối thiểu 3.5m

Ram dốc tầng hầm phải cách ranh lộ giới tối thiểu 3m để đảm bảo sự an toàn cho xe khi đi từ tầng hầm lên trên mặt đường phải cách một đoạn đệm dừng xe và đảm bảo gia tăng tầm quan sát với các phương tiện giao thông cũng như người tham gia giao thông khác ở trên đoạn đường tiếp giáp với tầng hầm.

Theo quy định của bộ xây dựng thì chiều cao tối thiểu của một đường hầm để xe là 2,2m tức là chiều cao tương ứng của đường dốc cũng là tối thiểu 2,2m. Độ cao đường dốc phụ thuộc vào nhu cầu sử dụng, chiều cao an toàn của xe có thể lưu thông lên xuống hầm một cách thuận tiện.

Ngoài ra tiêu chuẩn ram dốc tầng hầm yêu cầu cần phải xử lý được vấn đề trơn trượt, đảm bảo được độ ma sát cần thiết, được thiết kế những rãnh xe kết hợp vật liệu hoàn thiện bề mặt để chống trơn, tăng ma sát khi xe leo dốc :

+ Sử dụng roan chống trượt rộng 30, sâu 20, cách khoảng 350 (mm)

CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

2.1. Lựa chọn giải pháp kết cấu công trình

2.1.1. Hệ kết cấu chịu lực cơ bản

Thông thường, phần móng nhà cao tầng phải chịu lực nén lớn. Vì thế các giải pháp đề xuất cho phần móng bao gồm:

- Móng nông: Móng băng một phương, móng băng hai phương, móng bè,...
- Móng sâu: Móng cọc khoan nhồi, móng cọc bê tông cốt thép đúc sẵn, móng cọc ly tâm ứng suất trước.

Các phương án móng cần được cân nhắc lựa chọn tùy thuộc vào tải trọng công trình, điều kiện thi công, chất lượng của từng phương án và điều kiện thủy văn của từng khu vực.

Do đó, với đồ án này sinh viên chọn phương án móng cọc khoan nhồi.

2.1.2. Hệ kết cấu chịu lực hỗn hợp

Dựa vào đề nghị giải pháp kết cấu lựa chọn hệ khung giằng làm kết cấu chịu lực cho công trình:

Thuận tiện cho việc áp dụng linh hoạt các công nghệ xây khác nhau. Trong hệ thống kết cấu này, hệ thống vách chủ yếu chịu tải trọng ngang còn hệ thống khung chịu tải trọng thẳng đứng.

Hệ khung giằng có thể sử dụng hiệu quả với các kết cấu có chiều cao dưới 40m.

Dưới tác dụng của tải trọng ngang (tải trọng đặc trưng cho nhà cao tầng) vách chịu cắt là chủ yếu tức là chuyển vị tương đối của các tầng trên là nhỏ, của các tầng dưới lớn hơn.

2.1.3. Hệ kết cấu sàn

Việc lựa chọn giải pháp kết cấu sàn hợp lý là rất quan trọng quyết định tính kinh tế cho công trình. Theo thống kê thì khối lượng bê tông sàn chiếm đến (30-40)% khối lượng bê tông công trình và trọng lượng bản thân bê tông dầm sàn là tải trọng tĩnh chính.

Sàn sườn BTCT toàn khối là loại sàn có dầm, bản sàn tựa trực tiếp lên hệ dầm, thông qua đó truyền lực lên các cột.

Cấu tạo hệ kết cấu sàn bao gồm hệ dầm chính phụ và bản sàn.

2.1.4. Kết luận

Trong đồ án này, em lựa chọn giải pháp kết cấu chính là hệ chịu lực khung giằng.

2.2. Lựa chọn vật liệu

2.2.1. Vật liệu sử dụng cho công trình

Vật liệu xây dựng cần có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, chống cháy tốt.

Vật liệu có tính biến dạng cao: khả năng biến dạng cao có thể bổ sung cho tính năng.

Vật liệu có tính thoái biến thấp: có tác dụng tốt khi chịu tác dụng của tải trọng lặp lại (động đất, gió bão).

Vật liệu có tính liên khối cao: có tác dụng trong trường hợp có tính chất lặp lại, không bị tách rời các bộ phận công trình.

Vật liệu có giá thành hợp lý.

Hiện nay chủ yếu sử dụng vật liệu thép hoặc bê tông cốt thép với các lợi thế như dễ chế tạo, nguồn cung cấp dồi dào. Ngoài ra còn có các loại vật liệu khác được sử dụng như vật liệu liên hợp thép – bê tông (composite), hợp kim nhẹ... Tuy nhiên các loại vật liệu mới này chưa được sử dụng nhiều do công nghệ chế tạo còn mới, giá thành tương đối cao. Do đó, sinh viên chọn vật liệu cho công trình là bê tông cốt thép.

2.2.2. Thông số vật liệu

Bảng 2.1. Bảng thông số vật liệu bê tông theo TCVN 5574 - 2018

BÊ TÔNG SỬ DỤNG						
LOẠI CẤU KIỆN	CẤP BỀ BÊ TÔNG	MÁC BÊ TÔNG	$R_b(Kg / cm^2)$	$R_b(Kg / cm^2)$	LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ	GIỚI HẠN CHỊU LỬA
BT LÓT MÓNG	B12.5	M150	75	6.6	100mm	-
BT LÓT GIẰNG MÓNG	B12.5	M150	75	6.6	100mm	-
MÓNG	B30	M400	170	12	50mm	-
DÀM MÓNG	B30	M400	170	12	50mm	-

CỘT, VÁCH	B30	M400	170	12	30mm	R120
DẦM	B30	M400	170	12	30mm	R120
SÀN	B30	M400	170	12	20mm	REI90
CẦU THANG	B30	M400	170	12	20mm	R60
BỂ NƯỚC	B30	M400	170	12	30mm	-
KẾT CẤU PHỤ	B20	M250	115	9	15mm	-

Bảng 2.2. Bảng thông số vật liệu thép theo TCVN 5574 -2018

STT	Loại thép	Kết cấu sử dụng
1	Thép CB240T ($\varnothing < 10$): $R_s = R_{sc} = 210$ MPa	Cốt thép có $\varnothing < 10$ mm
2	Thép CB400V ($\varnothing \geq 10$): $R_s = R_{sc} = 350$ MPa	Cốt thép có $\varnothing \geq 10$ mm

2.3. Tiêu chuẩn, quy phạm dùng trong tính toán thiết kế kết cấu

TCVN 5574 – 2018 : Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 2737 – 2023 : Tải trọng tác dụng - Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 9362 – 2012 : Nền nhà và công trình – Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 10304 – 2014 : Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế.

TCVN 9394 – 2014: Đóng và ép cọc – Thi công và Nghiệm thu.

TCVN 9393 – 2014 : Cọc – Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng ép dọc trục.

2.4. Phương án tính toán kết cấu

2.4.1. Mô hình tính toán

Móng: được thiết kế dựa trên tài liệu báo cáo khảo sát địa chất do trung tâm nghiên cứu ứng dụng và tư vấn kỹ thuật nền móng công trình thành lập tháng 5 năm 2018

Sử dụng phương án móng cọc khoan nhồi.

Khi thi công móng cần có biện pháp hạ mực nước ngầm và kê chống tránh sạt, lún nhà bên cạnh.

Thân: cột, dầm, sàn bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ.

Sàn xem như tuyệt đối cứng trong mặt phẳng sàn, liên kết giữa sàn vào cột, vách được tính là liên kết cứng (xét cùng cao trình). Không kể đến biến dạng cong ngoài mặt phẳng sàn lên các phần tử liên kết

Mọi thành phần hệ chịu lực trên từng tầng đều chuyển vị ngang như nhau

Các tải trọng ngang tác dụng lên sàn được gán dưới dạng tải trọng tập trung theo từng tầng từ đó sàn sẽ truyền vào cột, vách truyền xuống và phân tán ra đất nền

2.4.2. Các giả thiết tính toán

Tính toán kết cấu nhà cao tầng là việc xác định trạng thái ứng suất - biến dạng trong từng hệ, từng bộ phận cho đến từng cấu kiện chịu lực với tác động của mọi loại tải trọng. Ở đây chúng ta chủ yếu xét đến phản ứng của hệ kết cấu thẳng đứng khung, vách, lõi dưới tác động của các loại tải trọng ngang.

Hầu như trong các loại nhà cao đến 30 tầng đều kết hợp sử dụng cả 3 hệ chịu lực khung - vách - lõi. Việc lựa chọn hệ chịu lực và giả thiết tính toán làm sao vừa phù hợp với thực tế bố trí, cấu tạo các kết cấu chịu lực còn phải thỏa mãn điều kiện về sự cùng làm việc của các hệ kết cấu có hình dạng, kích thước, độ cứng khác nhau. Mỗi giả thiết thường chỉ phù hợp với từng mô hình tính toán, không có giả thiết chung cho mọi sơ đồ tính toán. Giả thiết nào phản ánh được mối quan hệ truyền lực giữa các bộ phận với nhau thông qua giải pháp thiết kế, cấu tạo cụ thể trong công nghệ xây lắp sẽ được xem là phù hợp và cho ta những kết quả đáng tin cậy. Cũng cần phân biệt giữa độ chính xác trong sơ đồ kết cấu với độ chính xác trong mô hình toán học, hai vấn đề này không phải luôn thống nhất.

2.4.3. Tải trọng lên công trình

2.4.3.1 Tĩnh tải

Tĩnh tải bao gồm trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực và các kết cấu bao che, trang thiết bị đặt trên công trình.

2.4.3.2 Hoạt tải

Hoạt tải tính toán được xác định theo tiêu chuẩn Tải trọng và tác động TCVN 2737-2023.

2.4.3.3 Tải trọng gió

Tải trọng gió (thành phần tĩnh và thành phần động) được xác định theo tiêu chuẩn Tải trọng và tác động TCVN 2737 – 2023. Do chiều cao của tòa nhà nhỏ hơn 40m nên không cần tính toán thành phần động tải trọng gió.

2.4.3.4 Tải trọng động đất

Tải trọng động đất tác dụng lên công trình được xác định theo tiêu chuẩn Thiết kế công trình chịu động đất: TCVN 9386:2012 với các thông số đầu vào được lấy như sau:

Gia tốc nền tại địa điểm xây dựng: theo TCVN 9386:2012, gia tốc nền tại Phường Khuê Mỹ, Quận Ngũ Hành Sơn là $a_g = 0,0674.g < 0,08g$ (trong đó g là gia tốc trọng trường). Do đó Công trình không thuộc vùng động đất yếu, chỉ cần áp dụng các giải pháp kháng chấn đã được giảm nhẹ.

2.4.3.5 Tổ hợp tải trọng

Bảng 2.3. Tổ hợp tải trọng

TỔ HỢP TẢI TRỌNG		TẢI TRỌNG THƯỜNG XUYÊN			TẢI TRỌNG TẠM THỜI		
		TLBT	HOÀN THIỆN	TƯỜNG	Hoạt tải	Gió X	Gió Y
THCB 1	COMBO 1		1		1		
	COMBO 2		1			1	
	COMBO 3		1			-1	
	COMBO 4		1				1
	COMBO 5		1				-1
THCB 2	COMBO 6		1		1	0.9	
	COMBO 7		1		1	-0.9	
	COMBO 8		1		1		0.9
	COMBO 9		1		1		-0.9
	COMBO 10		1		0.9	1	
	COMBO 11		1		0.9	-1	
	COMBO 12		1		0.9		1
	COMBO 13		1		0.9		-1

2.4.4. Phương pháp tính toán xác định nội lực

Nội lực và chuyển vị: Sử dụng phần mềm ETABS 22 và SAFE 2016 để xác định nội lực và chuyển vị.

Hình ảnh 2. 1 Phương pháp xác định nội lực

Phương pháp	Ưu điểm	Nhược điểm
Phương pháp giải tích	Xem toàn bộ hệ chịu lực là các bậc siêu tĩnh Trực tiếp giải phương trình vi phân Tìm nội lực và tính thép	Chỉ áp dụng cho một số kết cấu đơn giản
Phương pháp số - phần tử hữu hạn	Rời rạc hóa toàn bộ hệ chịu lực của công trình, chia các hình dạng phức tạp thành đơn giản Thông qua các phần mềm Tìm nội lực gián tiếp và tính thép.	Đòi hỏi người dùng phải hiểu và sử dụng tốt phần mềm để nhìn nhận đúng nội lực và biến dạng vì phần mềm không mô tả chính xác thực tế

Ở dự án này, chúng em lựa chọn phương pháp phần tử hữu hạn (thông qua sự hỗ trợ của các phần mềm) để thực hiện tính toán thiết kế. Thông qua các mô hình phân tích sinh viên có thể dễ dàng xuất được số liệu nội lực, chuyển vị,... Phương pháp giải tích tốn rất nhiều thời gian để xác định. Tuy nhiên, một số cấu kiện sinh viên kết hợp phương pháp giải tích và phần tử hữu hạn để kiểm tra lại kết quả tin cậy hơn.

2.4.5. Kiểm tra theo trạng thái giới hạn

Khi tính toán thiết kế kết cấu bê tông cốt thép cần phải thỏa mãn những yêu cầu về tính toán cường độ (TTGHI) và đáp ứng điều kiện sử dụng bình thường (TTGHII).

Trạng thái giới hạn thứ nhất (TTGHI) nhằm đảm bảo khả năng chịu lực của kết cấu, các tính toán bao gồm:

- + Tính toán về độ bền (không bị phá hoại do tác dụng của tải trọng và tác động)
- + Tính toán ổn định hình dạng (đối với kết cấu thành mỏng)
- + Tính toán ổn định vị trí (lật, trượt, đẩy nổi)

Trạng thái giới hạn thứ hai (TTGHII) nhằm đảm bảo sự làm việc bình thường của kết cấu, bao gồm:

- + Vết nứt không mở rộng quá giới hạn cho phép hoặc không xuất hiện vết nứt

- + Không gây ra những biến dạng quá giới hạn cho phép như độ võng, góc xoay, góc trượt, dao động

2.4.6. Lựa chọn công cụ tính toán, phần mềm sử dụng

Bảng 2.4. Các phần mềm sử dụng

Phần mềm	Vai trò
ETABS	Phân tích kết cấu hệ khung, cầu thang
SAFE	Phân tích thiết kế sàn
REVIT	Triển khai bản vẽ
EXCEL	Hỗ trợ tính toán các cấu kiện kết cấu
WORD	Viết thuyết minh tính toán

2.5. Cơ sở lựa chọn sơ bộ tiết diện

2.5.1. Cơ sở lựa chọn sơ bộ chiều dày bản sàn

Lựa chọn chiều dày bản sàn theo công thức sau:

$$h_s = \frac{D}{m} l$$

- Trong đó:
 - + l : chiều dài cạnh ngắn ô sàn.
 - + m : hệ số phụ thuộc vào sự làm việc của ô sàn.
 - + Với bản loại dầm: $m = 30 \div 35$, bản kê 4 cạnh: $m = 40 \div 45$, bản console: $m = 10 \div 18$.
 - + $D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc tải trọng, tải trọng lớn thì lấy D lớn.
 - + Khi $l_2 / l_1 \leq 2$: Bản kê 4 cạnh, khi $l_2 / l_1 > 2$: Bản loại dầm
- VD tính toán

Sàn S1, $l_2 / l_1 = 7200 / 1600 = 4.5 \rightarrow$ Bản loại dầm $\rightarrow m = 30 \div 35$

$$h_s = \frac{D}{m} l = \frac{1.2}{30} 1600 = 64 (mm)$$

Bảng 2.5. Chọn sơ bộ kích thước sàn

Xác định chiều dày ô sàn											
Tầng	Sàn	L₂ (dài)	L₁ (ngắn)	L₂ / L₁	Loại sàn	m₁	m₂	D	h_{s1}	h_{s2}	Chọn H
		mm	mm								
Tầng 1	S1	7200	1600	4.50	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S2	7100	1600	4.44	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S3	7025	1600	4.39	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S4	7200	4100	1.76	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	123	109	160
	S5	7100	4100	1.73	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	123	109	160
	S6	7100	5350	1.33	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	161	143	160
	S7	7025	5350	1.31	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	161	143	160
	S8	7200	5350	1.35	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	161	143	160
	S9	6500	5100	1.27	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	153	136	160
	S10	7100	5250	1.35	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	158	140	160
	S11	7025	5250	1.34	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	158	140	160
	S12	7200	5250	1.37	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	158	140	160
	S13	7200	4400	1.64	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	132	117	160
	S14	7100	4400	1.61	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	132	117	160
	S15	7025	4400	1.60	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	132	117	160
	S16	7200	4200	1.71	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	126	112	160
	S17	7100	4200	1.69	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	126	112	160
	S18	7025	4200	1.67	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	126	112	160

Tầng 2	S1	7200	1500	4.80	Bản dầm	30	35	1.2	60	51	160
	S2	7100	1500	4.73	Bản dầm	30	35	1.2	60	51	160
	S3	7025	1500	4.68	Bản dầm	30	35	1.2	60	51	160
	S4	7200	1600	4.50	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S5	7100	1600	4.44	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S6	7025	1600	4.39	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S7	7200	5500	1.31	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	165	147	160
	S8	7100	5500	1.29	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	165	147	160
	S9	7025	5500	1.28	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	165	147	160
	S10	7200	5050	1.43	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	152	135	160
	S11	7100	5050	1.41	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	152	135	160
	S12	7025	5050	1.39	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	152	135	160
	S13	5050	3050	1.66	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	92	81	160
	S14	7200	4450	1.62	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	134	119	160
	S15	7100	4450	1.60	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	134	119	160
	S16	7025	4450	1.58	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	134	119	160
	S17	7200	4150	1.73	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	125	111	160
	S18	7100	4150	1.71	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	125	111	160

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

S19	7025	4150	1.69	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	125	111	160
-----	------	------	------	---------------	----	----	-----	-----	-----	-----

Tầng 3-12 (Điện Hình)	S1	3900	970	4.02	Bản dầm	30	35	1.2	39	33	160
	S2	3800	970	3.92	Bản dầm	30	35	1.2	39	33	160
	S3	6300	970	6.49	Bản dầm	30	35	1.2	39	33	160
	S4	3900	1600	2.44	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S5	3800	1600	2.38	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S6	6300	1600	3.94	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	160
	S7	2300	1600	1.44	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	48	43	160
	S8	2100	1600	1.31	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	48	43	160
	S9	7200	5500	1.31	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	165	147	160
	S10	7100	5500	1.29	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	165	147	160
	S11	7025	5500	1.28	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	165	147	160
	S12	7200	5050	1.43	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	152	135	160
	S13	7100	5050	1.41	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	152	135	160
	S14	7025	5050	1.39	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	152	135	160
	S15	5050	3050	1.66	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	92	81	160
	S16	7200	4250	1.69	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	128	113	160
	S17	7100	4250	1.67	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	128	113	160
	S18	7025	4250	1.65	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	128	113	160
	S19	7200	4350	1.66	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	131	116	160
	S20	7100	4350	1.63	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	131	116	160
	S21	7025	4350	1.61	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	131	116	160

Tầng AM	S1	7200	1600	4.50	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	100
	S2	7100	1600	4.44	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	100
	S3	7025	1600	4.39	Bản dầm	30	35	1.2	64	55	100
	S4	7200	1500	4.80	Bản dầm	30	35	1.2	60	51	100
	S5	7100	1500	4.73	Bản dầm	30	35	1.2	60	51	100
	S6	7025	1500	4.68	Bản dầm	30	35	1.2	60	51	100
	S7	3100	800	3.88	Bản dầm	30	35	1.2	32	27	100
	S8	5650	800	7.06	Bản dầm	30	35	1.2	32	27	100
	S9	4950	800	6.19	Bản dầm	30	35	1.2	32	27	160
	S10	4400	800	5.50	Bản dầm	30	35	1.2	32	27	160
	S11	4200	800	5.25	Bản dầm	30	35	1.2	32	27	160
	S12	7200	5650	1.27	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	170	151	160
	S13	7100	5650	1.26	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	170	151	160
	S14	7025	5650	1.24	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	170	151	160
	S15	7200	4950	1.45	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	149	132	160
	S16	7100	4950	1.43	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	149	132	160
	S17	7025	4950	1.42	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	149	132	160
	S18	7200	4400	1.64	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	132	117	160
	S19	7100	4400	1.61	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	132	117	160
	S20	7025	4400	1.60	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	132	117	160
	S21	7200	4200	1.71	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	126	112	160

	S22	7100	4200	1.69	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	126	112	160
	S23	7025	4200	1.67	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	126	112	160
	S24	12650	7100	1.78	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	213	189	160

Tầng Mái	S1	7100	2200	3.23	Bản dầm	30	35	1.2	88	75	100
	S2	4600	2200	2.09	Bản dầm	30	35	1.2	88	75	100
	S3	7100	3600	1.97	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	108	96	100
	S4	4600	3600	1.28	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	108	96	100
	S5	7100	4800	1.48	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	144	128	100
	S6	4800	4600	1.04	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	138	123	160
	S7	5175	4600	1.13	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	138	123	100
	S8	5175	2500	2.07	Bản dầm	30	35	1.2	100	86	100
	S9	5025	4600	1.09	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	138	123	100
	S10	5025	2500	2.01	Bản dầm	30	35	1.2	100	86	100
	S11	4600	3425	1.34	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	103	91	100
	S12	5400	3050	1.77	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	92	81	100
	S13	4700	3050	1.54	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	92	81	100
	S14	3800	3050	1.25	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	92	81	100
	S15	3500	3050	1.15	Bản kê 4 cạnh	40	45	1.2	92	81	160

2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm

$$h_{dc} = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L$$

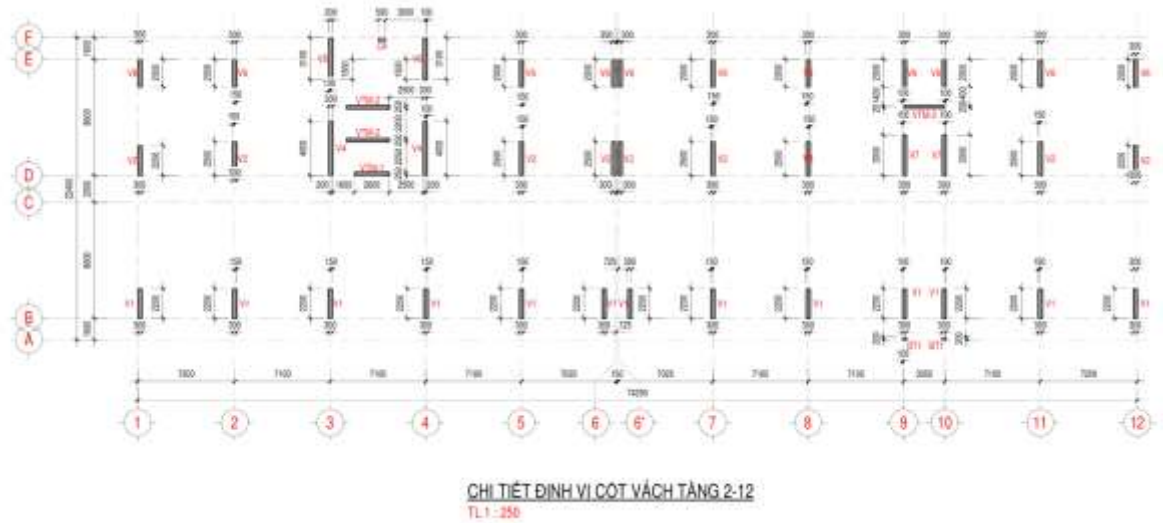
$$h_{dp} = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{15} \right) L$$

$$b = (0.3 \div 0.5)h$$

- Trong đó :
 - + h_{dc} : Chiều cao dầm chính
 - + h_{dp} : Chiều cao dầm phụ
 - + L : Chiều dài nhịp dầm
 - + b : Chiều rộng của dầm
 - + h : Chiều cao của dầm

(Sơ bộ tiết diện dầm được thể hiện ở PL2.1)

2.5.3. Chọn sơ bộ tiết diện cột



Hình ảnh 2.2. Hệ lưới bộ trí cột, vách

Kích thước tiết diện cột được tính theo công thức:

$$A = \frac{kN}{R_b}$$

• Trong đó:

- + R_b : Cường độ chịu nén của bê tông theo TTGH1 (B30 có $R_b = 17\text{MPa}$)
- + K : Hệ số xét đến ảnh hưởng momen uốn với cột giữa $k = 1,1$; cột biên $k = 1,3$ và cột góc $k = 1,5$
- + N : Lực nén được tính gần đúng : $N_i = S_i.Q_i.SL_i$
- + SL : số sàn trên tiết diện đang xét
- + $Q = 10 - 14 \text{ kN} / \text{m}^2$ đối với sàn có chiều dày trung bình $10 - 14\text{cm}$
- + S : Diện tích mặt sàn truyền tải trọng lên cột đang xét

Kiểm tra điều kiện ổn định với tiết diện vuông, chữ nhật: $\lambda = l_0/b \leq 31$

Chiều dài tính toán cột nhà nhiều tầng nhiều nhịp $l_0 = 0,7l$ với l và b là chiều dài dọc cột và chiều rộng ngang cột.

Vì sơ đồ bố trí cột không đối xứng, dựa vào vị trí và công năng tại cột mà ta sẽ xét riêng kích thước cho từng cột như sau (Bảng tính đã được ản nhiều cột để đưa vào thuyết minh).

Bảng 2.6. Chọn sơ bộ kích thước cột

Sơ bộ kích thước cột											
Cột	Tầng	L(mm)	Chọn tiết diện						λ	λ_0	Kết luận
			b	h	A_c	ϕ	l₀				
			<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm²</i>		<i>mm</i>				
CỘT C1	T-HÀM	3000	600	1400	840000	0.7	3000	3.5	31	Đạt	
	T-1	3300	600	1400	840000	0.7	3300	5.5		Đạt	
CỘT C2	T-HÀM	3000	600	1800	1080000	0.7	3000	5	31	Đạt	
	T-1	3300	600	1800	1080000	0.7	3300	5.5		Đạt	
CỘT C3	T-HÀM	3000	600	1400	840000	0.7	3000	5	31	Đạt	
	T-1	3300	600	1400	840000	0.7	3300	5.5		Đạt	
CỘT C4	T-HÀM	3000	200	500	100000	0.7	3000	15	31	Đạt	
	T-1	3300	200	500	100000	0.7	3300	16.5		Đạt	
	T-2	4800	200	500	100000	0.7	4800	24	31	Đạt	
	T-DH	3500	200	500	100000	0.7	3500	17.5	31	Đạt	
	T-M	2000	200	500	100000	0.7	2000	10	31	Đạt	
CỘT C5	T-HÀM	3000	200	500	100000	0.7	3000	15	31	Đạt	
	T-1	3300	200	500	100000	0.7	3300	16.5		Đạt	
CỘT C6	T-HÀM	3000	200	500	100000	0.7	3000	15	31	Đạt	
	T-1	3300	200	500	100000	0.7	3300	16.5		Đạt	
BT-CT-1	T-HÀM	3000	200	400	80000	0.7	3000	15	31	Đạt	
	T-1	3300	200	400	80000	0.7	3300	16.5		Đạt	
BT-1	T-ĐH	3500	200	400	80000	0.7	3500	17.5	31	Đạt	
	T-AM	3500	200	400	80000	0.7	3500	17.5		Đạt	
	TM	2000	200	400	80000	0.7	2000	10		Đạt	
BT-2	TM	2000	200	400	80000	0.7	2000	10	31	Đạt	
BT-3	TM	2000	200	400	80000	0.7	2000	10	31	Đạt	
BT-4	TM	3500	200	400	80000	0.7	3500	17.5	31	Đạt	
BT-5	TM	2000	200	200	40000	0.7	2000	10	31	Đạt	
BT-6	TM	2000	200	200	40000	0.7	2000	10	31	Đạt	
BT-7	TM	2000	200	200	40000	0.7	2000	10	31	Đạt	
BT-8	TM	2000	200	200	40000	0.7	2000	10	31	Đạt	
BT-9	TM	2000	200	200	40000	0.7	2000	10	31	Đạt	

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

3.1. Số liệu tính toán

3.2. Sơ đồ sàn tầng điển hình

3.3. Chọn chiều dày bản sàn

3.3.1. Chọn chiều dày sàn sơ bộ

Chọn chiều dày của bản được chọn theo công thức: $h_b = \frac{D}{m} l$

Nếu sàn liên kết với dầm giữa thì xem là ngàm, nếu dưới sàn không có dầm thì xem là tự do. Nếu sàn liên kết với dầm biên thì xem là khớp, nhưng thiên về an toàn ta lấy cốt thép ở biên ngàm để bố trí cho cả biên khớp. Khi dầm biên lớn ta có thể xem là ngàm.

Khi $l_2|l_1 \leq 2$: Bản làm việc theo cả 2 phương. Bản kê bốn cạnh

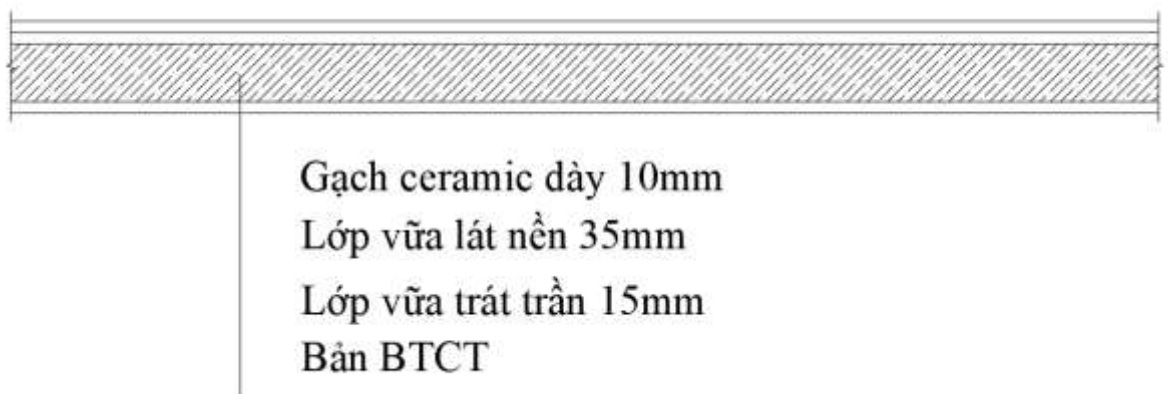
Khi $l_2|l_1 > 2$: Bản chủ yếu làm việc theo phương cạnh ngắn. Bản loại dầm.

- Trong đó
 - + l_1 : Kích thước theo phương cạnh ngắn
 - + l_2 : Kích thước theo phương cạnh dài
 - + Bản loại dầm: $m = 30 \div 35$, bản kê 4 cạnh: $m = 40 \div 45$
 - + Bản console: $m = 10 \div 18$
 - + $D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc tải trọng, tải trọng lớn thì lấy D lớn

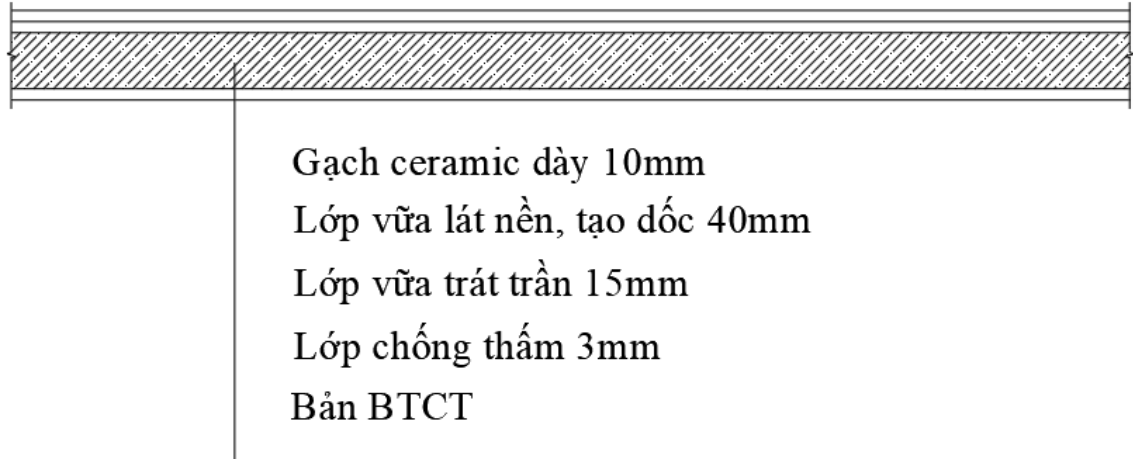
Điều kiện cấu tạo $h_b \geq h_{min} = 6$ cm đối với sàn nhà dân dụng

3.4. Xác định tải trọng tác dụng lên sàn

3.4.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn



Hình ảnh 3.1. Cấu tạo các lớp sàn phòng ngủ, hành lang..



Hình ảnh 3.2. Sàn tầng mái

3.4.2. Tĩnh tải

Tĩnh tải tác dụng lên sàn là tải trọng phân bố đều do trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn truyền vào. Căn cứ vào các lớp cấu tạo sàn ở mỗi ô sàn cụ thể, tra bảng TCVN 2737-2023 tải trọng tính toán của các vật liệu thành phần dưới đây để tính.

Trọng lượng bản thân sàn: Trọng lượng bản thân sàn phụ thuộc vào cấu tạo sàn, loại sàn và vật liệu sử dụng. Trọng lượng bản thân sàn được xác định theo công thức:

$$g_s = \sum (\gamma_i \times \delta_i \times n) \text{ (daN / m}^2\text{)}$$

- Trong đó:
 - + γ_i : (daN/m³) là trọng lượng riêng lớp cấu tạo sàn thứ i.
 - + δ_i (m) : là chiều dày lớp thứ i.
 - + n là hệ số độ tin cậy lấy theo TCVN 2737-2023

Bảng 3.1. Bảng tính tải trọng trên 1m² tường xây dày 200

STT	Các lớp cấu tạo tường	Chiều dày lớp ôi (mm)	Trọng lượng riêng γ_i (kN/m ²)	TT tiêu chuẩn g_{tc} (kN/m ²)
1	2 lớp trát	30	16	0,48
2	Gạch xây	200	18	3,6
	Tổng			4,08

Bảng 3.2. Bảng tính tải trọng trên 1m² tường xây dày 100

STT	Các lớp cấu tạo tường	Chiều dày lớp ôi (mm)	Trọng lượng riêng γ_i (kN/m ²)	TT tiêu chuẩn g_{tc} (kN/m ²)
1	2 lớp trát	30	16	0,48
2	Gạch xây	100	18	1,8
	Tổng			2,28

Bảng 3.3. Tải trọng bản thân các lớp cấu tạo sàn phòng ngủ và hành lang

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn
		kN / m^3	mm	kN / m^2
1	Bản thân kết cấu sàn(ETABS)	25	0	0
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần			
3	- Gạch Ceramic	20	10	0.20

4	- Vữa lát nền	18	35	0.63
5	- Vữa trát trần	18	15	0.27
6	Hệ thống kỹ thuật			0.50
7	Tổng tĩnh tải			1,6

Bảng 3.4. Tải trọng bản thân các lớp cấu tạo sàn mái

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn(ETABS)	25	120	0
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần			
3	-Gạch Ceramic	20	10	0.20
4	-Vữa lát nền+tạo dốc	18	40	0.72
5	-Lớp chống thấm	10	3	0.03
6	-Vữa lát trần	18	15	0.27
7	Hệ thống kỹ thuật			0.50
8	Tổng tĩnh tải			1,72

3.4.3. Hoạt tải

3.4.3.1 Hoạt tải sử dụng

Dựa vào công năng sử dụng để xác định hoạt tải sử dụng cho công trình dưới dạng tải phân bố đều lên các cấu kiện theo TCVN 2737-2023: Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế.

Đối với nhà cao tầng, khi số tầng nhà tăng lên thì xác suất xuất hiện đồng thời tải trọng sử dụng ở tất cả các tầng càng giảm, nên khi thiết kế các kết cấu thẳng đứng của nhà cao tầng người ta sử dụng hệ số giảm tải.

Hoạt tải tầng mái (không sử dụng) có giá trị: $p_{tc} = 0.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$, với hệ số vượt tải $n = 1.3 \rightarrow P^{tt} = 0.3 \times 1.3 = 0.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

TÊN SÀN	Tải hoàn thiện (kN/m ²)	Hoạt Tải tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số hoạt tải
Sàn vệ sinh	1.6	2	1.3
Sàn làm việc, tiếp khách	1.6	2	1.3
Sàn cầu thang, hành lang	1.6	3	1.3
Sàn mái	1.72	0.7	1.3
Sàn sảnh đón	1.6	4	1.3
Ban công	1.6	2.5	1.3

3.4.3.2 Hoạt tải gió

Bảng 3.5. Chu kỳ tần số của mô hình

TABLE: Modal Direction Factors						
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	RZ
		sec				
Modal	1	2.106	0.001	0.999	0	0
Modal	2	1.415	0.999	0.001	0	0
Modal	3	1.348	0.05	0.084	0	0.865
Modal	4	0.653	0.051	0.085	0	0.864

Modal	5	0.505	0.001	0.001	0	0.999
-------	---	-------	-------	-------	---	-------

Đối với hệ khung không gian ta khai báo sàn tuyệt đối cứng, sàn chịu tải trọng ngang, nên tải trọng ngang của gió sẽ được gán vào tâm cứng của mỗi tầng.

Tải trọng gió tác dụng vào khung được xác định theo TCVN 2737 – 2023: Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế.

Hoạt tải gió: Công trình tọa lạc tại Phường Khuê Mỹ, Quận Ngũ Hành Sơn, TP Đà Nẵng thuộc vùng áp lực gió III => $W_0 = 125(\text{daN/m}^2)$, dạng địa hình B.

Tải trọng tính toán của gió tác dụng lên khung, tính toán theo công thức TCVN 2737-2023

Tải trọng gió tiêu chuẩn W tại độ cao được xác định theo công thức:

$$W = W_{3s,10} \times k(z_e) \times c \times G_f$$

+ $W_{3s,10}$ là áp lực gió 3 s ứng với chu kỳ lặp 10 năm

+ k là hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình tại độ cao z

$$k(z_e) = 1.076(z_e/z_g)^{2/a}$$

+ c là hệ số khí động tiến hành tra bảng F.4 TCVN 2737-2023 xác định được khi tính toán gán tải trọng gió vào tâm hình học hệ số $c=1.064$

+ G_f là hệ số giật

– Chu kỳ giao động riêng thứ nhất T_{1x} (s)

+ C_t là hệ số phụ thuộc vào kết cấu công trình

+ G_f là hệ số giật

$$G_f = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7I(z_s) \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1,7g_v I(z_s)} \right)$$

Tải trọng gió theo bảng dưới đây:

Bảng 3.6. Tải trọng gió theo phương X

Tầng	h_i (m)	Z (m)	b (m)	h (m)	Z_e (m)	k(Z_e)	C_x	W_k (daN/m²)	W_{k, tâm} (T)
MÁI	4.1	44.40	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.9
ÁP MÁI	3.5	40.30	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.3
T12	3.5	36.80	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.3
T11	3.5	33.30	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.3
T10	3.5	36.10	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.3
T9	3.5	32.60	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.3
T8	3.5	29.10	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.3
T7	3.5	25.60	22.4	47.4	47.4	1.39	0.87	93	7.3
T6	3.5	22.10	22.4	47.4	22.4	1.19	0.87	79	6.2
T5	3.5	18.60	22.4	47.4	22.4	1.19	0.87	79	6.2
T4	3.5	15.10	22.4	47.4	22.4	1.19	0.87	79	6.2
T3	3.5	11.60	22.4	47.4	22.4	1.19	0.87	79	7.4
T2	4.8	8.10	22.4	47.4	22.4	1.19	0.87	79	7.2
T1	3.3	3.30	22.4	47.4	22.4	1.19	0.87	79	2.9

Bảng 3.7. Tải trọng gió theo phương Y

Tầng	h_i (m)	Z (m)	b (m)	h (m)	Z_e (m)	k(Z_e)	C_x	W_k (daN/m²)	W_{k, tâm} (T)
MÁI	4.1	44.4	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	34.2

ÁP MÁI	3.5	40.3	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T12	3.5	36.8	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T11	3.5	33.3	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T10	3.5	36.1	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T9	3.5	32.6	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T8	3.5	29.1	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T7	3.5	25.6	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T6	3.5	22.1	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T5	3.5	18.6	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T4	3.5	15.1	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	31.5
T3	3.5	11.6	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	37.4
T2	4.8	8.1	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	36.5
T1	3.3	3.3	74.2	47.4	47.4	1.39	1.25	121	14.9

3.5. Xác định nội lực

Với hệ lưới dầm đã bố trí, mặt bằng sàn được chia thành các ô sàn. Ta quan niệm các ô sàn làm việc độc lập với nhau: tải trọng tác dụng lên ô sàn này không gây ra nội lực trong các ô sàn lân cận (quan niệm này không được chính xác nhưng được áp dụng vì cách tính đơn giản, nếu không: cần tính và tổ hợp nội lực trong sàn - xem thêm giáo trình KC BTCT).

Vì quan niệm rằng các ô sàn làm việc độc lập nên ta xét riêng từng ô sàn để tính.

3.5.1. Phân loại ô sàn

Bảng 3.8. Phân loại ô sàn tầng 3 (Điển hình)

Tầng	Sàn	L2 (dài)	L1 (ngắn)	Tỷ số	Loại sàn
		mm	mm	L2/L1	
3	S1	3900	970	4.02	Bản dầm

S2	3800	970	3.92	Bản dầm
S3	6300	970	6.49	Bản dầm
S4	3900	1600	2.44	Bản dầm
S5	3800	1600	2.38	Bản dầm
S6	6300	1600	3.94	Bản dầm
S7	2300	1600	1.44	Bản kê 4 cạnh
S8	2100	1600	1.31	Bản kê 4 cạnh
S9	7200	5500	1.31	Bản kê 4 cạnh
S10	7100	5500	1.29	Bản kê 4 cạnh
S11	7025	5500	1.28	Bản kê 4 cạnh
S12	7200	5050	1.43	Bản kê 4 cạnh
S13	7100	5050	1.41	Bản kê 4 cạnh
S14	7025	5050	1.39	Bản kê 4 cạnh
S15	5050	3050	1.66	Bản kê 4 cạnh
S16	7200	4250	1.69	Bản kê 4 cạnh
S17	7100	4250	1.67	Bản kê 4 cạnh
S18	7025	4250	1.65	Bản kê 4 cạnh
S19	7200	4350	1.66	Bản kê 4 cạnh
S20	7100	4350	1.63	Bản kê 4 cạnh
S21	7025	4350	1.61	Bản kê 4 cạnh

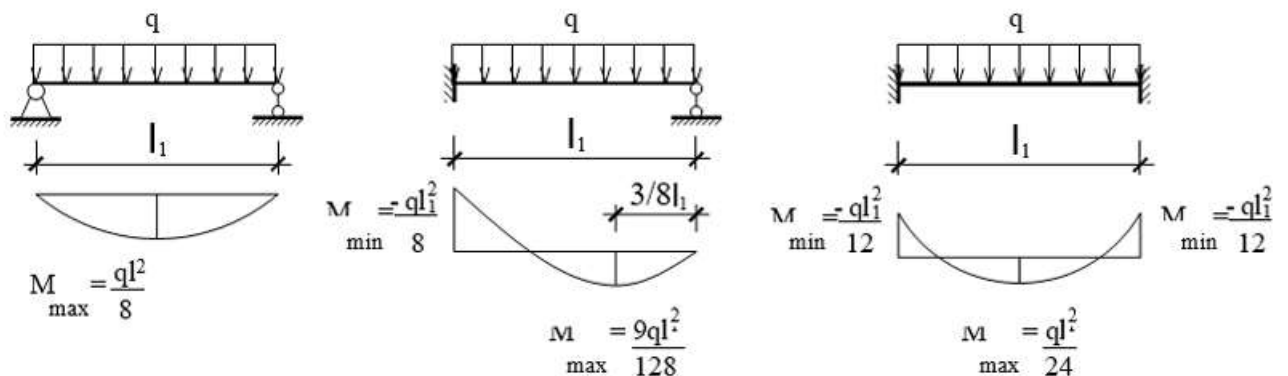
3.5.2. Xác định nội lực

3.5.2.1 Xác định nội lực trong bản sàn dầm

Cắt dải bản rộng 1m theo phương cạnh ngắn (vuông góc cạnh dài) và xem như 1 dầm. Tải trọng phân bố đều tác dụng lên dầm: $q = (p + g) \cdot 1m$ (kN/m)

Tùy thuộc vào liên kết cạnh bản mà có sơ đồ tính đối với dầm trong bản Trong đó: $q = g + p$: tải trọng phân bố đều tác dụng lên ô sàn

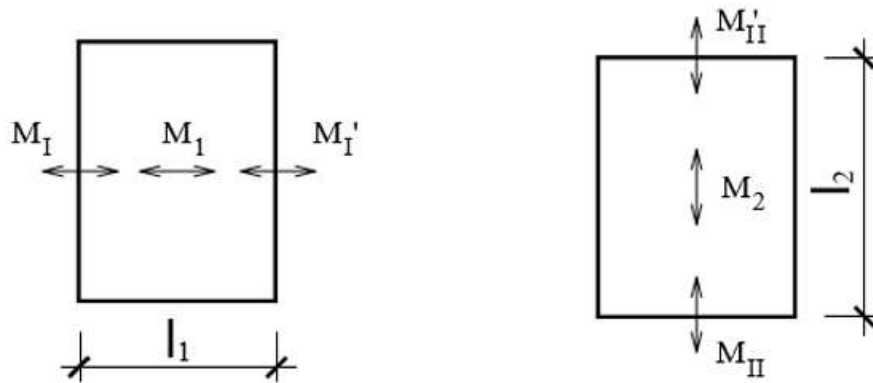
l_1 : chiều dài cạnh ngắn của ô sàn



Hình ảnh 3.2. Sơ đồ tính nội lực trong ô sàn bản dầm

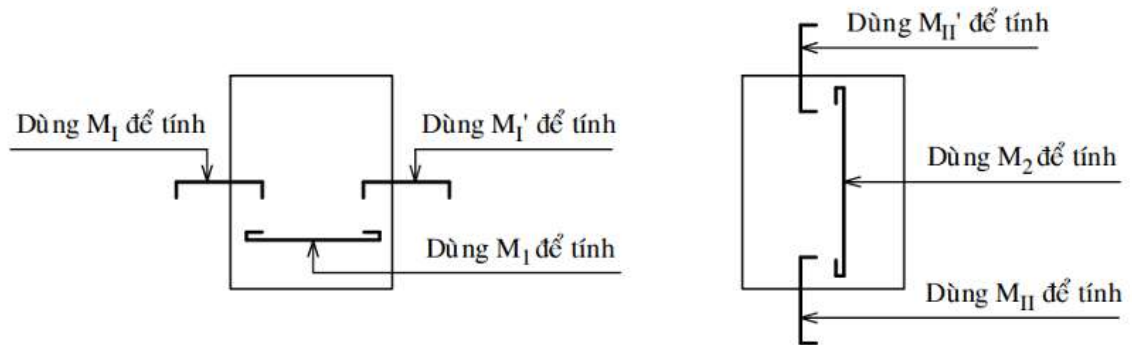
3.5.2.2 Nội lực trong ô sàn bản kê 4 cạnh

Xét từng ô bản : có 6 momen



Hình ảnh 3.3. Moment theo phương cạnh ngắn, cạnh dài

- M_1, M_I, M_I' : dùng để tính cốt thép đặt dọc cạnh ngắn.
($M_I' = 0$ nếu là biên khớp, $M_I' = M_I$ nếu là biên ngàm).
- M_2, M_{II}, M_{II}' : dùng để tính cốt thép đặt dọc cạnh dài.
($M_{II}' = 0$ nếu là biên khớp, $M_{II}' = M_{II}$ nếu là biên ngàm).



Hình ảnh 3.4. Moment dùng để tính thép sàn

Với $M_1 = \alpha_1 \cdot (g + p) \cdot l_1 \cdot l_2$

$$M_I = -\beta_1 \cdot (g + p) \cdot l_1 \cdot l_2$$

$$M_2 = \alpha_2 \cdot (g + p) \cdot l_1 \cdot l_2$$

$$M_{II} = -\beta_2 \cdot (g + p) \cdot l_1 \cdot l_2$$

- Trong đó:
 - + $q_s = g_s + p_s$ tổng tải trọng tác dụng lên ô sàn
 - + l_1, l_2 : lần lượt chiều dài cạnh ngắn và cạnh dài ô sàn

- + $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$: hệ số phụ thuộc vào sơ đồ tính ô bản và tỷ số l_2 / l_1 , xác định bằng cách tra phụ lục của giáo trình KCBTCT hoặc các sổ tay kết cấu, nếu l_2 / l_1 là số lẻ thì phải nội suy.

3.6. Tính toán cốt thép

Bảng 3.9. Bảng thông số vật liệu cốt thép

STT	Loại thép	Kết cấu sử dụng
1	Thép CB240T ($\varnothing < 10$): $R_s = R_{sc} = 210$ MPa	Cốt thép có $\varnothing < 10$ mm
2	Thép CB400V ($\varnothing \geq 10$): $R_s = R_{sc} = 350$ MPa	Cốt thép có $\varnothing \geq 10$ mm

$h_0 = h - a_0$: Chiều cao làm việc của tiết diện, bằng khoảng cách từ trọng tâm As đến mép vùng nén.

a_0 : Chiều dày lớp đệm, bằng khoảng cách từ trọng tâm của As đến mép chịu kéo.

$$a_0 = c + 0,5 \cdot \varnothing$$

c : Chiều dày lớp bảo vệ lấy như sau: Với bê tông nặng $c \geq \varnothing$ đồng thời $c \geq c_0$

Với bản có: $h \leq 100$ mm lấy $c_0 = 10$ mm

$$h > 100$$
mm lấy $c_0 = 15$ mm

Giả thiết a_0 . Với bản thường chọn $a_0 = 15 \div 20$ mm. Khi h khá lớn ($h > 150$ mm) có thể chọn $a_0 = 25 \div 30$ mm. Tính $h_0 = h - a_0$.

+ Tính toán:

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

- Trong đó

+ ω : Đặc trưng tính chất biến dạng của vùng bê tông chịu nén, $\omega = \alpha - 0.008 \cdot R_b$

+ α : 0.85 đối với bê tông nặng

+ $\sigma_{sc,u}$: Ứng suất giới hạn của cốt thép trong vùng bê tông chịu nén, $\sigma_{sc,u} = 400$ Mpa

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

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

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

Kiểm tra điều kiện hạn chế : $\xi \leq \xi_R$

Khi điều kiện hạn chế được thỏa mãn, tính $\xi = 1 - 0,5 \xi$

Tính diện tích cốt thép: $A_S = \frac{M}{R_S \cdot \zeta \cdot h_0}$

+ Xử lý kết quả

Tính tỷ lệ cốt thép μ : $\mu = \frac{A_S \cdot 100}{b \cdot h_0}$

Kiểm tra điều kiện $\mu \geq \mu_{min} = 0.1\%$. Khi xảy ra $\mu < \mu_{min}$ chứng tỏ h quá lớn so với yêu cầu, nếu được thì rút bớt h để tính lại. Nếu không thể giảm h thì cần chọn A_S theo yêu cầu tối thiểu bằng $\mu_{min} \cdot b \cdot h_0$

Sau khi chọn và bố trí cốt thép cần tính lại a_0 và h_0 . Khi h_0 không nhỏ hơn giá trị đã dùng để tính toán thì kết quả là thiên về an toàn. Nếu h_0 nhỏ hơn giá trị đã dùng với mức độ đáng kể thì cần tính toán lại. μ nằm trong khoảng 0,3% ÷ 0,9% là hợp lý.

- Cốt thép chịu lực

Đường kính ϕ nên chọn $\phi \leq h/10$. Để chọn khoảng cách a có thể tra bảng hoặc tính toán như sau:

Tính a_s là diện tích thanh thép, từ a_s và A_S tính a.

$$a_s = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 0.785 \cdot \phi^2; a = \frac{b \cdot a_s}{A_S}$$

Chọn a không lớn hơn giá trị vừa tính được. Nên chọn a là bội số của 10mm để thuận tiện cho thi công.

Khoảng cách cốt thép chịu lực còn cần tuân theo các yêu cầu cấu tạo sau: $a_{min} \leq a \leq a_{max}$. Thường lấy $a_{min} = 70\text{mm}$.

Khi $h \leq 150\text{mm}$ thì lấy $a_{max} = 200\text{mm}$

Khi $h > 150\text{mm}$ lấy $a_{max} = \min(1,5 \cdot h \text{ và } 400)$

Đối với bản kê bốn cạnh, cốt thép ở nhịp theo phương cạnh ngắn đặt ở lớp ngoài (lớp dưới), cốt thép ở nhịp theo phương cạnh dài đặt ở lớp trong (lớp trên)

3.7. Các yêu cầu chọn và bố trí thép sàn

3.7.1. Khoảng cách lớp bảo vệ

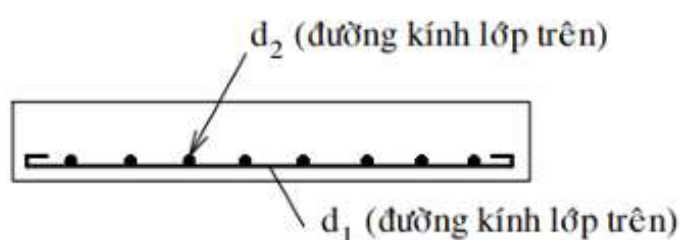
a_{bv} = khoảng cách từ mép BT đến đáy cốt thép.

a_{bv} = 10 mm đối với sàn có $h \leq 100$ mm.

a_{bv} = 15 mm đối với sàn có $h > 100$ mm.

→ Khoảng cách từ mép bê tông đến trọng tâm cốt thép a :

$$a = a_{bv} + d_1 \text{ hoặc } a = a_{bv} + d_1 + \frac{d_2}{2}$$



- Chú ý : Đối với cốt thép chịu momen dương thì a của 2 phương khác nhau. Do momen theo phương cạnh ngắn thường lớn hơn momen theo phương cạnh dài nên người ta thường đặt thép cạnh ngắn nằm dưới để tăng h_0 .

3.7.2. Khoảng cách của cốt thép

Khoảng cách giữa các cốt thép chịu lực $a = 70 - 200$ mm.

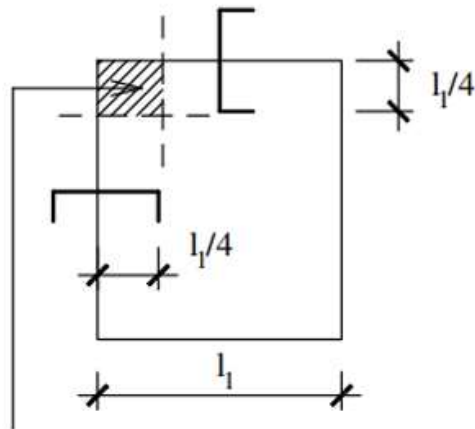
Khi chiều dày bản $h \geq 80$ mm nên dùng các thanh thép uốn đặt xen kẽ nhau, điểm uốn cách mép gối = $1/6$, góc uốn = 30° khi $h \leq 100$ mm, = 45° khi $h > 100$ mm. Số thép sau khi uốn được neo vào gối $\geq 1/3$ AS giữa nhịp và không ít hơn 3 thanh/1m dài.

Cốt thép phân bố (cốt thép đặt theo phương cạnh dài đối với sàn bản dầm) không ít hơn 10% cốt chịu lực nếu $l_2/l_1 \geq 3$; không ít hơn 20% cốt chịu lực nếu $l_2/l_1 < 3$. Khoảng cách các thanh ≤ 350 mm, đường kính cốt thép phân bố \leq đường kính cốt thép chịu lực.

Cốt phân bố có tác dụng :

- + Chống nứt do bê tông co ngót.
- + Cố định cốt chịu lực.
- + Truyền tải sang vùng xung quanh tránh tập trung ứng suất.
- + Chịu ứng suất nhiệt.
- + Cản trở sự mở rộng khe nứt.

3.7.3. Chiều dài thép mũ



Hình ảnh 3.5. Nguyên tắc bố trí thép mũ

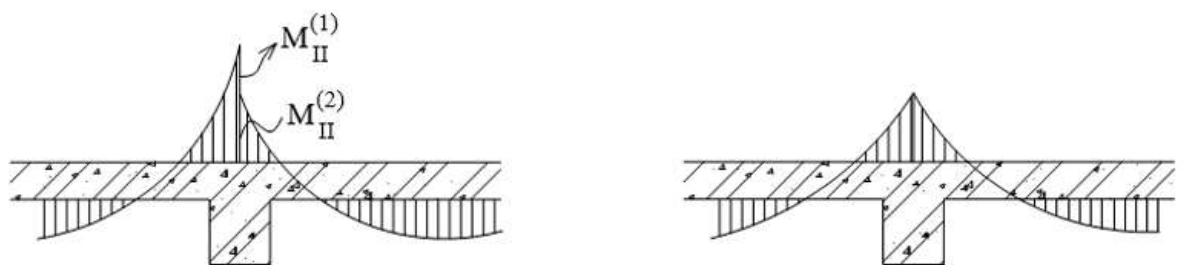
Tại vùng giao nhau để tiết kiệm có thể đặt 50% AS của mỗi phương nhưng không ít hơn 3 thanh/1m dài (để an toàn thì không áp dụng).

3.7.4. Phối hợp cốt thép

Do quan niệm tính toán các ô sàn độc lập nhau (điều này đã trình bày ở trên) nên thường xảy ra hiện tượng: tại 2 bên của 1 dầm, các ô sàn có moment gôì khác nhau.

Điều này không đúng với thực tế vì các dầm có khả năng bị xoắn do đó phân phối lại moment trong sàn, nên các momen trong hai ô sàn ở hai bên dầm thường = nhau.

Sở dĩ kết quả 2 momen đó không bằng nhau do quan niệm tính toán chưa chính xác (thực tế các ô sàn không độc lập nhau, tải trọng tác dụng lên ô này có thể gây ra nội lực trong các ô khác).



Hình ảnh 3.6. Moment theo quan niệm tính toán và thực tế

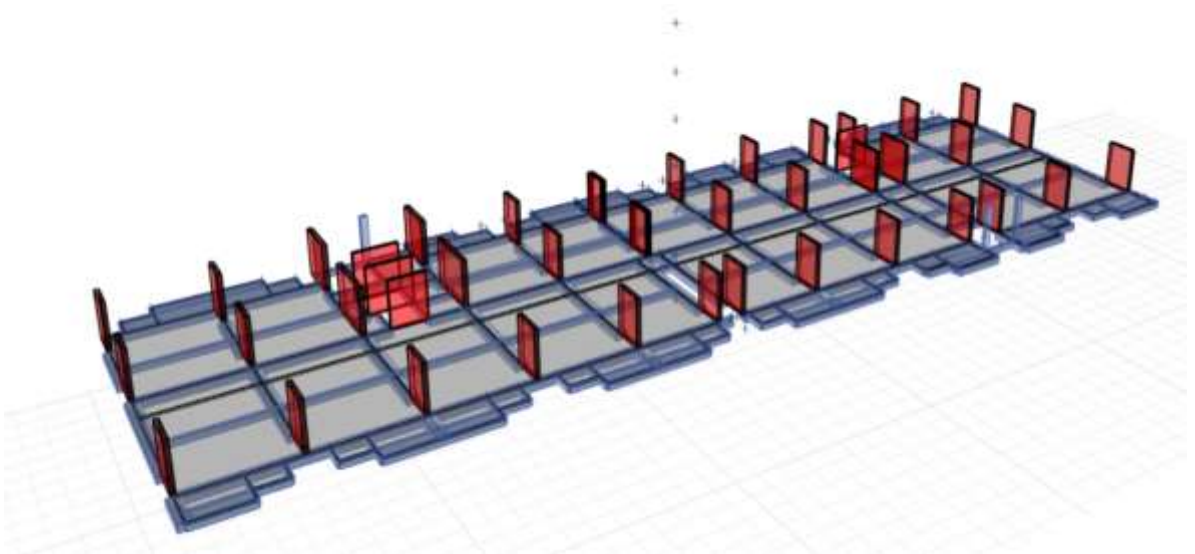
➔ Để đơn giản và thiên về an toàn ta lấy momen lớn nhất bố trí cốt thép cho cả 2 bên gôì.

Đối với cốt thép chịu moment dương thì không nhất thiết phải thực hiện như trên, nhưng có thể để thuận tiện thi công ta bố trí cốt thép ở các ô sàn lân cận nhau cùng một loại thép nếu diện tích cốt thép tính toán ở các ô sàn đó chênh lệch nhau không nhiều.

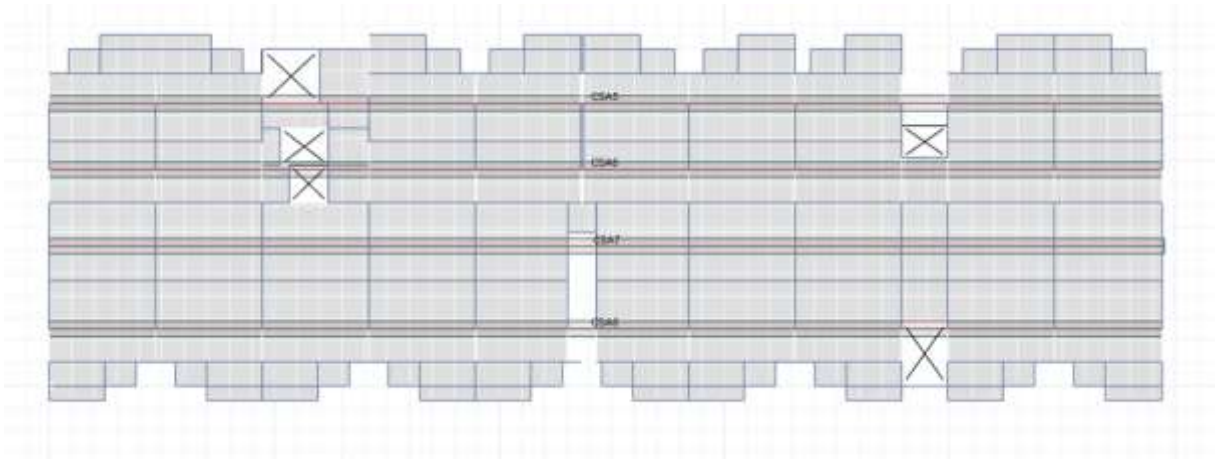
3.8. Quy trình thiết kế sàn tầng điển hình

- Bước 1:
 - + Lựa chọn vật liệu
 - + Lựa chọn sơ bộ tiết diện
- Bước 2: Xác định tải trọng
- Bước 3: Thiết lập mô hình tính toán bằng phần mềm SAFE
 - + Mô hình sàn tầng điển hình
 - + Gán tải trọng cho dầm, sàn
 - + Tạo các dải strip 1m theo phương X và Y
 - + Khai báo tổ hợp tải trọng
- Bước 4: Tính toán cốt thép cho sàn
- Bước 5: Kiểm tra TTGHII (điều kiện sử dụng bình thường của sàn)
- Bước 6: Kiểm tra xuyên thủng sàn

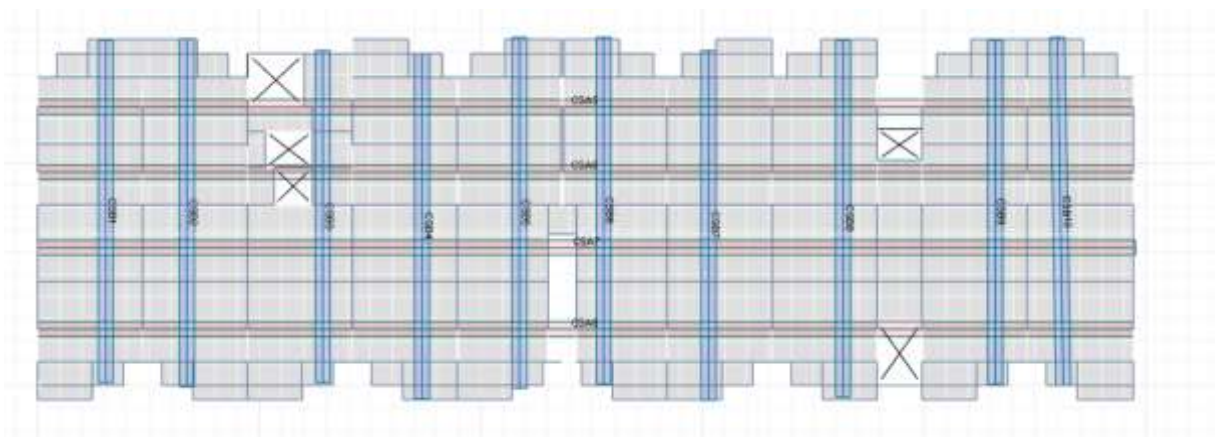
3.9. Tính toán nội lực theo phương pháp phần tử hữu hạn



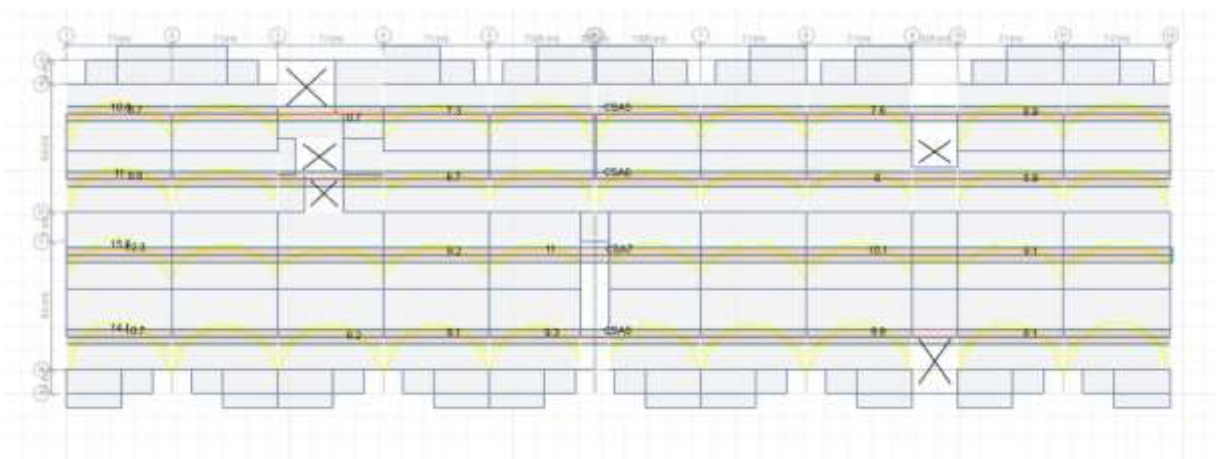
Hình ảnh 3.7. Mô hình trong SAFE 2016



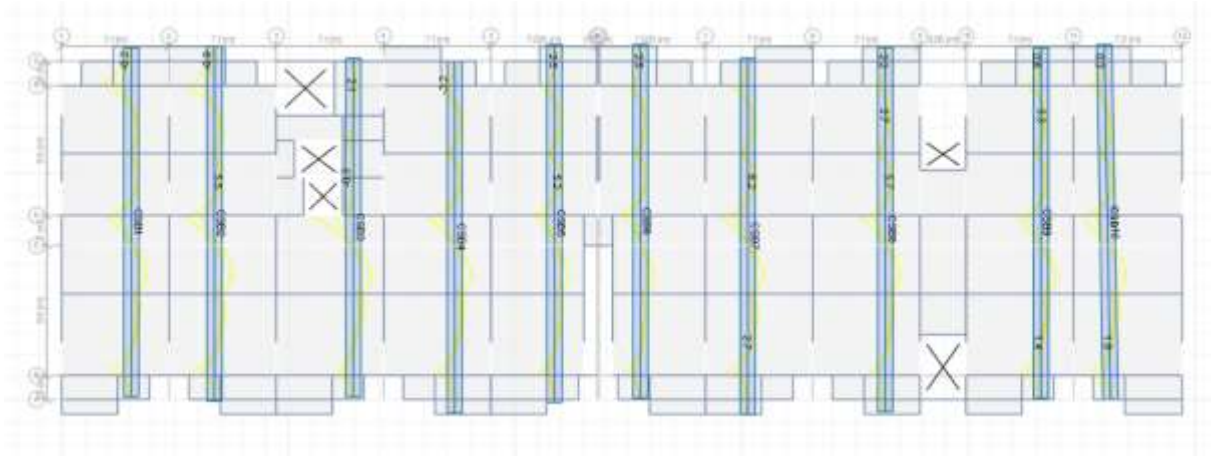
Hình ảnh 3.8. Các dải Strip A



Hình ảnh 3.9. Các dải Strip B



Hình ảnh 3.10. Nội lực sàn theo Strip A



Hình ảnh 3.11. Nội lực sàn theo Strip B

3.10. Kiểm tra độ võng sàn

Tính toán, kiểm tra độ võng sàn theo mục 8.2.3.2 TCVN 5574-2018:

$$f \leq [f_u]$$

- + f là độ võng của cấu kiện bê tông cốt thép dưới tác dụng của ngoại lực
- + f_u là giá trị độ võng giới hạn cho phép của cấu kiện bê tông cốt thép
- + Với nhịp sàn lấy an toàn theo phương cạnh ngắn ta được nhịp sàn L tra bảng M.4.1.3 TCVN 5574-2018 lấy thiên về an toàn ta được $[f_u] = L/200$

Theo mục 8.2.3.3.2, đối với các đoạn cấu kiện xuất hiện vết nứt trong vùng chịu kéo, độ cong toàn phần của cấu kiện chịu uốn được xác định với công thức sau:

$$f = f_1 - f_2 + f_3$$

$f = (1/r)$ là độ võng toàn phần

$f_1 = (1/r_1)$ là độ võng do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng

$f_2 = (1/r_2)$ là độ võng do tác dụng ngắn hạn của tĩnh tải và tải trọng tạm thời dài hạn

$f_3 = (1/r_3)$ là độ võng do tác dụng dài hạn của tĩnh tải và tải trọng tạm thời dài hạn

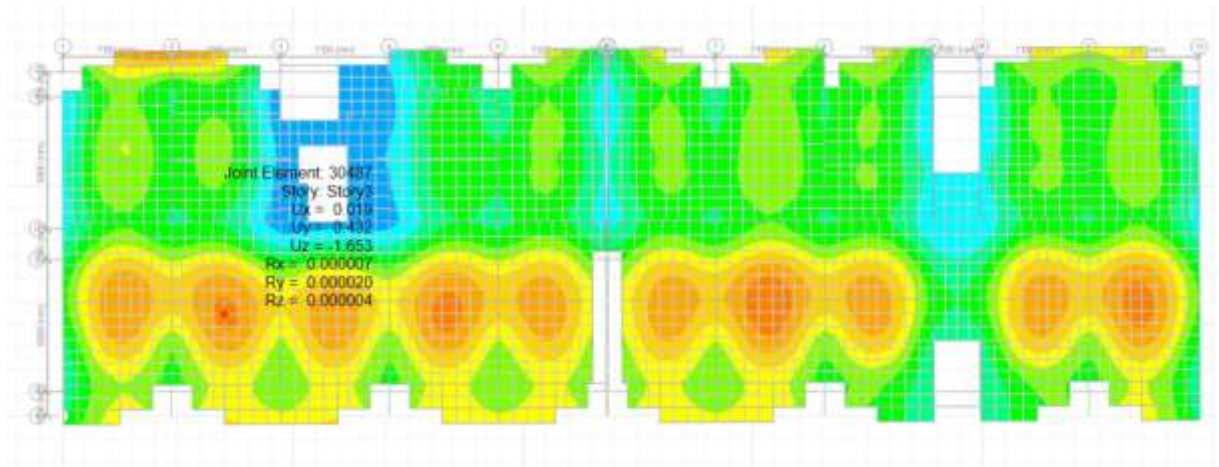
Đối với thành phần dài hạn của tải trọng tạm thời, lấy gần đúng bằng 30% giá trị toàn phần của tải trọng tạm thời.

Hệ số từ biến của bê tông ($\phi_b.cr$) được cho tại bảng 11 TCVN 5574-2018. Với bê tông B30, độ ẩm tại môi trường làm việc lớn hơn 75%, ta có $\phi_b.cr = 1,6$

3.11. Kiểm tra độ võng sàn ngắn hạn

Ta cần kiểm tra độ võng do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng

- Tổ hợp dùng tính toán võng ngắn hạn : LL Short
- Cách xem độ võng bằng SAFE : Display → Show Deformed Shape → Chọn tổ hợp nội lực LL Short

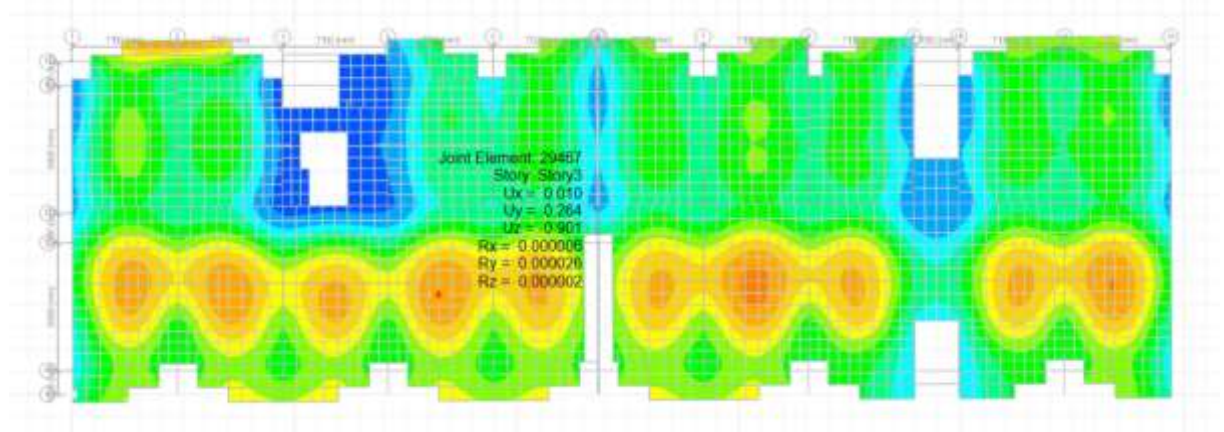


Hình ảnh 3.12. Độ võng sàn ngắn hạn Combo LL short

Độ võng lớn nhất: $f_{max} = 0.004 \text{ mm} < [f] = L/250 = 24\text{mm}$. (Thoả)

3.12. Kiểm tra độ võng sàn dài hạn

Display → Show Deformed Shape → Chọn combo LL Long



Hình ảnh 3.13. Độ võng sàn ngắn hạn Combo LL long

Độ võng lớn nhất: $f_{max} = 0.02 \text{ mm} < [f] = L/250 = 24\text{mm}$. (Thoả)

Bảng 3.10 Bảng tính toán cốt thép sàn

Srtip	Vị trí tính toán	M	h _o	α	ξ	A _{s_yc}	Bố trí cốt thép		A _{s_tk}	μ_s	μ_{\min}	μ_{\max}
		(Tm/m)	(cm)			(cm ² /m)	ϕ	@	(cm ² /m)			
CS5A	GÓI	1.25	13.5	0.0403	0.0412	1.89	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-1.08	13.5	0.0349	0.0355	1.63	10	180	4.36	0.1	0.323	4.08
CS6A	GÓI	1.16	13.5	0.0374	0.0382	1.75	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-1.1	13.5	0.0355	0.0362	2.37	10	180	4.36	0.1	0.323	4.08
CS7A	GÓI	1.01	13.5	0.0326	0.0331	1.52	10	200	3.93	0.1	0.291	4.08
	NHỊP	-1.56	13.5	0.0504	0.0517	3.05	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS8A	GÓI	1.91	13.5	0.0616	0.0637	3.13	10	200	3.93	0.1	0.291	4.08
	NHỊP	-1.41	13.5	0.0455	0.0466	2.44	10	180	4.36	0.1	0.323	4.08
CS1B	GÓI	1	13.5	0.0323	0.0328	2.15	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	0.98	13.5	0.0316	0.0321	1.90	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS2B	GÓI	1.2	13.5	0.0387	0.0395	1.55	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

	NHỊP	-0.55	13.5	0.0178	0.0179	0.82	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS3B	GÓI	1.3	13.5	0.0420	0.0429	1.83	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-2.1	13.5	0.0678	0.0702	3.68	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS4B	GÓI	1.2	13.5	0.0387	0.0395	1.68	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-1.36	13.5	0.0439	0.0449	2.36	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS5B	GÓI	1.44	13.5	0.0465	0.0476	3.12	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-1.98	13.5	0.0639	0.0661	4.33	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS6B	GÓI	1.074	13.5	0.0347	0.0353	1.39	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-0.588	13.5	0.0190	0.0192	0.88	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS7B	GÓI	1.634	13.5	0.0527	0.0542	2.31	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-1.661	13.5	0.0536	0.0551	2.89	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS8B	GÓI	1.15	13.5	0.0371	0.0378	1.61	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-0.893	13.5	0.0288	0.0293	1.53	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS9B	GÓI	1.047	13.5	0.0338	0.0344	2.25	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

	NHỊP	-0.817	13.5	0.0264	0.0267	1.75	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08
CS10B	GÓI	1.272	13.5	0.0411	0.0419	1.79	10	100	7.85	0.1	0.582	4.08
	NHỊP	-0.644	13.5	0.0208	0.0210	1.10	10	150	5.24	0.1	0.388	4.08

CHƯƠNG 4: TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ

4.1. Giới thiệu và mô tả

Cầu thang bộ là bộ phận kết cấu công trình thực hiện chức năng đi lại, vận chuyển trang thiết bị hàng hóa theo phương đứng. Vì vậy cầu thang phải được bố trí ở vị trí thuận tiện nhất, đáp ứng được nhu cầu đi lại và thoát hiểm tốt.

Vị trí cầu thang thuận lợi và đủ số lượng theo tiêu chuẩn thiết kế. Trong các nhà cao tầng, cầu thang thường được bố trí gần khu vực thang máy.

Bề rộng phải đảm bảo yêu cầu đi lại và thoát hiểm. Độ dốc theo tiêu chuẩn thiết kế (15-30 độ).

Kết cấu cầu thang phải đảm bảo khả năng chịu lực, có độ bền vững và độ rung động cho phép.

Có khả năng chống cháy

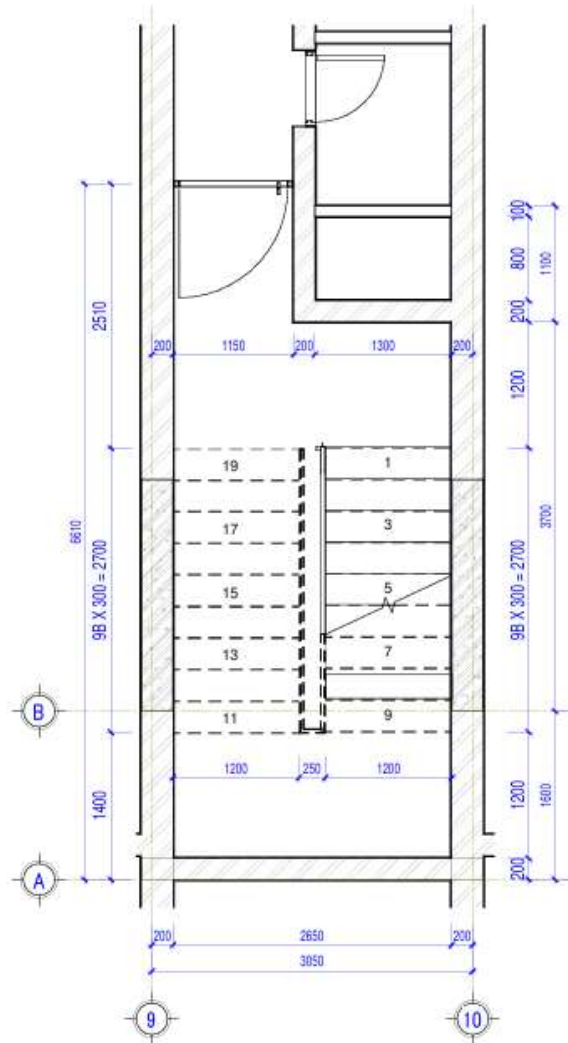
Có tính thẩm mỹ, phù hợp với yêu cầu kiến trúc và công nghệ thi công

→ Vì vậy, để đáp ứng các yêu cầu trên, với công trình là chung cư xã hội cho người có công với cách mạng. Chọn tầng 3 (tầng điển hình) trục 9-10, chiều cao 3.5m để thiết kế, cấu tạo các bộ phận cầu thang như sau:

- + Cầu thang có 2 vế, 1 vế 10 bậc 1 vế 9 bậc (chiều cao bậc 175mm, chiều rộng bậc 300mm). Độ dốc thang $\alpha = \arctan\left(\frac{175}{300}\right) \approx 30^\circ$
- + Vế thang: rộng 1400mm, dài 2700mm
- + Sàn chiều nghi : 1400x3500 mm
- + Thiết kế 1 dầm chiều nghi
- + Dạng cầu thang không có cốn

4.2.2. Kích thước cầu thang

- Chiều rộng bản thang $L_1 = 1400$ mm
- Chiều dài bản thang trên mặt bằng $L_2 = 2700$ mm
- Chiều rộng bản chiếu nghỉ $L_3 = 1400$ mm
- Khoảng thông thủy giữa hai bản thang $c = 250$ mm
- Chiều cao tầng $H = 3500$ mm
- Kích thước tính từ tim cấu kiện $L_4 = 3050$ mm



MẶT BẰNG CHI TIẾT CẦU THANG

1:50

Hình ảnh 4.3. Cầu thang bộ

4.2.3. Lựa chọn sơ bộ kích thước cầu thang

4.2.3.1 Bậc thang

Lựa chọn bậc thang dựa vào bản vẽ kiến trúc

Cầu thang tầng điển hình được xét là cầu thang 2 vế dạng bản, tổng số lượng bậc thang là 20 (vế 1 là 10 bậc, vế 2 có 10 bậc), chiều cao tầng 3,5 m.

Chọn chiều rộng bậc 300mm, chiều cao bậc 175mm (Chiều cao tầng / số bậc)

4.2.3.2 Bản thang và bản chiếu nghỉ

$$h_b = \frac{D}{m} \times L_0$$

- Trong đó

+ D = 0.8 ÷ 1.4 là hệ số phụ thuộc tải trọng

+ m là hệ số phụ thuộc vào loại bản, bản dầm m = 30 ÷ 35, bản kê m = 40 ÷ 45

+ L₀ là nhịp tính toán bản thang, L₀ = max(L₂, L₃) = max(2700, 1400) = 2700mm

$$\rightarrow h_b = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35} \right) \times 2700 = (78 \div 90) \text{ mm}$$

→ Chọn chiều dày bản thang và bản chiếu nghỉ h_b = 120mm

4.2.3.3 Kích thước dầm chiếu nghỉ

Chiều cao dầm h_d được chọn sơ bộ theo công thức :

$$h_d = \frac{1}{8 \div 12} \times L_d$$

Chiều rộng dầm b_d được chọn theo công thức :

$$b_d = (0,3 \div 0,5) \cdot h_d$$

→ Vậy chọn kích thước dầm chiếu nghỉ (DCN) được thể hiện ở bảng 4.1

Bảng 4.1. Kích thước tiết diện dầm thang

Tên dầm	Chiều dài L _d (mm)	Chiều cao		h _d chọn mm	Bề rộng b _d mm		b _d chọn (mm)	Tiết diện
		L _d /8	L _d /12		0.3 h _d	0.5 h _d		
DCN	3050	381.25	254.17	300	90	150	200	200x300

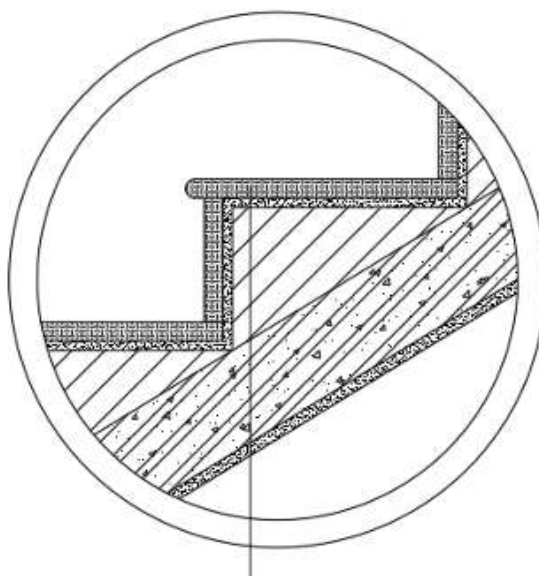
4.3. Tính toán cầu thang điển hình

4.3.1. Vật liệu

Bê tông	B30	R_b	17	Mpa	α_R	0.429
Cốt thép	CB400V	R_s	350	Mpa	ξ_R	0.623

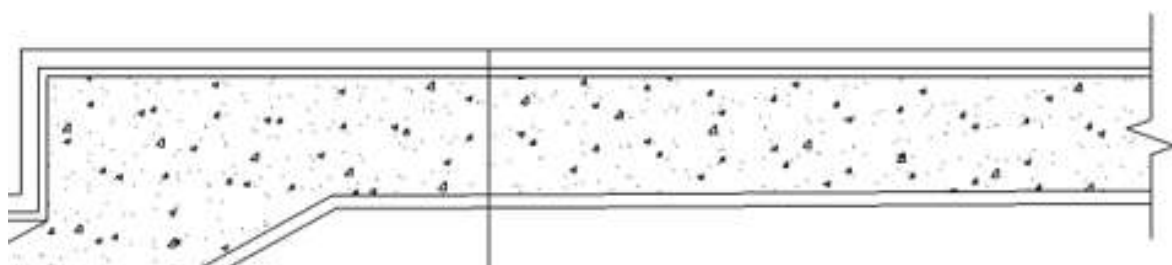
4.3.2. Tính toán bản thang, bản chiếu nghỉ

a. Tĩnh tải



- Cấu tạo bản thang

Lát đá Granite dày 20mm	Lớp vữa lót dày 15mm
Vữa xi măng 15mm	Bản BTCT dày 120mm
Bậc thang xây gạch thẻ	Vữa trát trần dày 15mm



- Cấu tạo BCN

Lát đá Granite dày 20mm	Vữa xi măng 15mm
Vữa trát trần dày 15mm	Bản BTCT dày 120mm

- Tĩnh tải được tính theo công thức sau

$$g_1 = \sum_1^n \gamma_1 \sum_1^n y_1 \delta_{tdi} n_i (kN / m^2)$$

- Trong đó:

y_i : Khối lượng lớp thứ i

n_i : Hệ số tin cậy lớp thứ i

δ_{tdi} : Chiều dày tương đương của lớp thứ I theo phương bản nghiêng

- Đối với lớp gạch đá và lớp vữa xi măng có chiều dày δ_{tdi} , chiều dày tương đương được xác định như sau:

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

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

$$\delta_{td} = \frac{(h_b + l_b) \cdot \cos \alpha}{2}$$

Tải trọng tác dụng lên bản thang g_1 có phương thẳng góc với trục của bản nghiêng, phân làm hai lực theo hai hướng :

Theo phương dọc trục bản nghiêng là $g_1 \cdot \tan \alpha$ tạo nên lực dọc trong bản nghiêng, để đơn giản khi tính toán không xét đến thành phần lực dọc này.

Theo phương đứng là $g_1 / \cos \alpha$ gây ra momen(xem bản thang là cấu kiện chịu uốn)

Bảng 4.2. Tải trọng lớp cấu tạo bản thang

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp	g	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán
	(mm)	(kN/m ³)		(kN/m ²)
Lát đá Granite	20	20	1.1	0.44
Vữa xi măng	15	18	1.3	0.351

Bậc gạch	100	18	1.1	1.98
Vữa lót	15	18	1.3	0.351
Bản BTCT	120	25	1.1	3.3
Vữa trát trần	15	18	1.3	0.351
Tổng cộng				6.773

Bảng 4.3. Tải trọng lớp cấu tạo bản chiếu nghỉ

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp	g	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán
	(mm)	(kN/m ³)		(kN/m ²)
Lát đá Granite	20	20	1.1	0.44
Vữa xi măng	15	18	1.3	0.351
Bản BTCT	120	25	1.1	3.3
Vữa trát trần	15	18	1.3	0.351
Tổng cộng				4.442

- Trọng lượng lan can $g_{lc} = 0,3$ (kN/m), tải lan can quy về tải phân bố đều trên bản thang với bề rộng bản là 1.2m :

$$g_{lc} = \frac{0,3}{1,2} = 0,25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Tải trọng tác dụng vuông góc với mặt bản nghiêng là :

$$g_{bn} = \frac{g_{bn}}{\cos \alpha} = \frac{6.773+3.6}{0.839} = 12.364 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

b. Hoạt tải

Hoạt tải lấy theo TCVN 2737-2023 cho cầu thang là $p^{tc} = 3$ kN/m², hệ số vượt tải lấy bằng 1,2 => $p^{tt} = 1,2 \times 3 = 3,6$ (kN/m²)

Thiên về an toàn sinh viên lấy giá trị hoạt tải tính toán cho bản chiếu tới, bản chiếu nghỉ và bản thang xiên là 3,6 (kN/m²)

4.3.2.1 Tải trọng tác dụng vào bản thang, bản chiếu nghỉ

– Cắt 1 dải bản với bề rộng 1m theo phương cạnh dài của bản

→ Tổng tải trọng tác dụng lên 1m bản nghiêng:

$$q_{bn} = (g_{bn} + g_{lc}) \times 1m = (12.363 + 0.25) \times 1m = 12.613 \text{ (kN/m)}$$

→ Tổng tải trọng tác dụng lên 1m bản chiếu nghỉ:

$$q_{cn} = (g_{cn} + p) \times 1m = (4.442 + 3.6) \times 1m = 8.402 \text{ (kN/m)}$$

– Nhịp tính toán của bản thang

$$L_{tt} = \sqrt{2700^2 + 1750^2} = 3218 \text{ mm}$$

4.3.3. Tính toán và bố trí thép bản thang

4.3.3.1 Quan niệm tính, sơ đồ tính

Cắt một dải bản có bề rộng $b = 1(m)$ để tính toán như một dầm gãy khúc có liên kết hai đầu với dầm khung và dầm chiếu nghỉ. Trong công trình, hai vế thang có kích thước giống nhau nên chỉ cần tính toán cho 1 vế rồi lấy kết quả tương tự cho vế còn lại.

Để xác định liên kết giữa bản thang với dầm khung và dầm chiếu nghỉ, ta xét tỷ số hd/hs :

+ Nếu $hd/hs < 3$ thì liên kết đó được xem là liên kết khớp

+ Nếu $hd/hs \geq 3$ thì liên kết đó được xem là liên kết ngàm

Đây chỉ là thao tác sơ đồ hóa gần đúng để tính toán kết cấu bê tông cốt thép vì trong thực tế không có liên kết nào là ngàm tuyệt đối và khớp tuyệt đối. Liên kết giữa bản thang với dầm là liên kết nửa cứng.

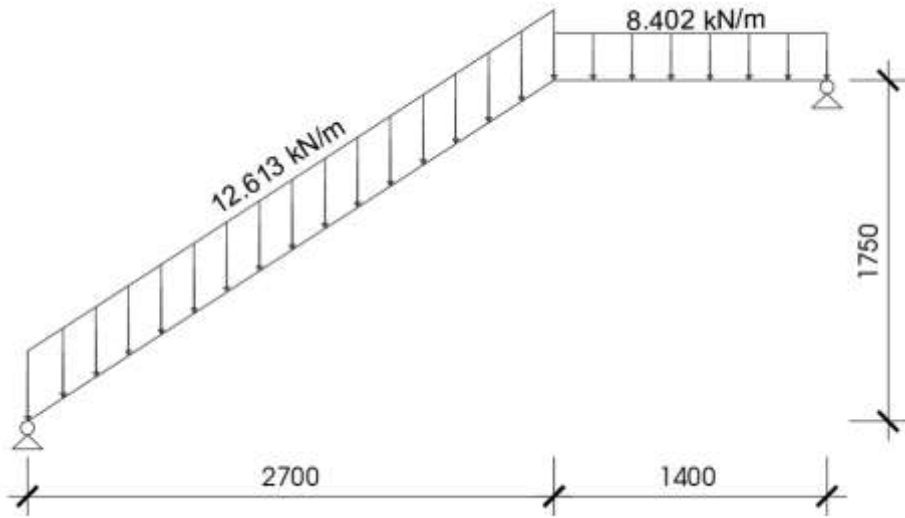
Đối với đồ án tỷ số $hd/hs = 300/120 = 2.5 < 3 \rightarrow$ liên kết khớp.

Cầu thang bộ là một trong những hệ thống giao thông đứng trong công trình, khi xảy ra sự cố bất thường như cháy nổ, hoả hoạn, động đất... thì nơi đây chính là lối thoát hiểm duy nhất (thang máy sẽ không được dùng trong những trường hợp này), và khi đó tải trọng sẽ có thể tăng hơn những lúc bình thường rất nhiều, vì thế tính an toàn của cầu thang cần được đảm bảo tối đa. Ta ưu tiên sử dụng sơ đồ 2 đầu khớp.

Tuy nhiên sơ đồ 2 đầu khớp không hoàn toàn diễn tả với sự làm việc của cầu thang vì kết cấu ở trong thực tế là đồ toàn khối nên liên kết khớp không hoàn toàn là đúng mà

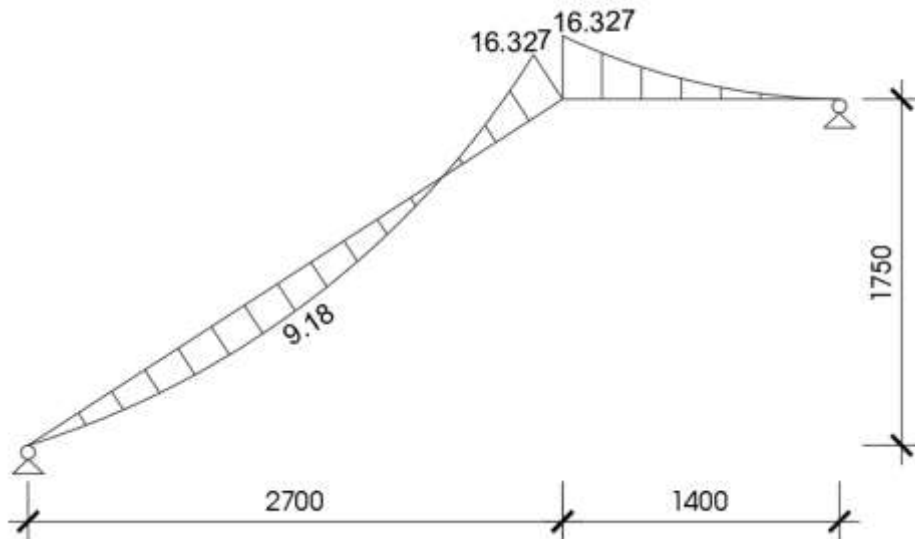
có xu hướng làm việc như liên kết ngàm (nhưng không phải ngàm tuyệt đối). Do đó, ở gối đỡ vẫn tồn tại giá trị mô men âm. Để tính toán cho gần đúng nhất chúng ta sẽ tính M_{\max} (2 liên kết khớp).

- Sơ đồ tính bản thang và bản chiếu nghỉ như sau



Hình ảnh 4.4. Sơ đồ chất tải thang

4.3.3.2 Xác định nội lực



Hình ảnh 4.5. Biểu đồ mô men

- Sơ đồ tính :
+ Tại gối

$$M = -\frac{ql^2}{8} = -\frac{12.613 \times 3.218^2}{8} = -16.327 \text{ (kN.m)}$$

+ Tại Nhịp

$$M = \frac{9ql^2}{128} = \frac{9 \times 12.613 \times 3.218^2}{128} = 9.183 \text{ (kN.m)}$$

• Tính toán cốt thép

– Chọn lớp bê tông bảo vệ : $a_{bv} = 15\text{mm} \rightarrow h_0 = 120 - 15 = 105 \text{ mm}$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{\left(\sqrt{L_2^2 + \left(\frac{H_t}{2}\right)^2} \right)} = \frac{2700}{\left(\sqrt{2700^2 + \left(\frac{3500}{2}\right)^2} \right)} = 0.839$$

+ Tại gối

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{16.327 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 105^2} = 0.0871 < \alpha_R = 0.429 \text{ (Thỏa mãn)}$$

$$\rightarrow \xi = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0871}) = 0.9543$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{\xi R_s h_0} = \frac{9.183 \times 10^6}{0.9749 \times 350 \times 105} = 256.31 = 465.54 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\mu_{min} = 0,05(\%) \leq \mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = 0.443(\%) \leq \mu_{max} = \frac{\xi \gamma_{bi} R_b}{R_s} \times 100 = 3.026(\%)$$

Chọn thép : $\emptyset 10 \text{ a150}$, $A_{SC} = 523.3 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$\mu_{min} = 0.05(\%) \leq \mu = \frac{A_{sc}}{bh_0} \times 100 = \frac{523.3}{1000 \times 105} \times 100 = 0.498(\%) \leq \mu_{max} = \frac{\xi \gamma_{bi} R_b}{R_s} \times 100 = 3.026(\%)$$

(Đạt)

+ Tại nhịp

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{9.183 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 105^2} = 0.0489 < \alpha_R = 0.429 \text{ (Thỏa mãn)}$$

$$\rightarrow \xi = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0871}) = 0.9749$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{\xi R_s h_0} = \frac{9.183 \times 10^6}{0.9749 \times 350 \times 105} = 256.31 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\mu_{min} = 0,05\% \leq \mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = 0.244(\%) \leq \mu_{max} = \frac{\xi R_b \gamma_{bi}}{R_s} \times 100 = 3.026(\%)$$

Chọn thép : $\emptyset 10$ a150, $A_{SC} = 523.3 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$\mu_{min} = 0.05(\%) \leq \mu = \frac{A_{sc}}{bh_0} \times 100 = \frac{523.3}{1000 \times 105} \times 100 = 0.498(\%) \leq \mu_{max} = \frac{\xi R_b \gamma_{bi}}{R_s} \times 100 = 3.026(\%)$$

(Đạt)

4.3.4. Tính toán và bố trí thép bản chiếu nghỉ (BCN)

Bố trí thép như bản thang $\emptyset 10$ a150 cho bản chiếu nghỉ.

4.3.5. Tính toán và bố trí thép dầm chiếu nghỉ

4.3.5.1 Tải trọng

$$+ \text{ Do bản thang truyền vào : } q_1 = \frac{q}{2} = \frac{12.613}{2} = 6.3065 \text{ (kN/m)}$$

$$+ \text{ Do bản chiếu nghỉ truyền vào : } q_2 = k q_{BCN} \frac{L_3}{2} = 8.402 \times \frac{1.4}{2} = 5.8814 \text{ (kN/m)}$$

$$+ \text{ Trọng lượng bản thân dầm : } q_3 = b \times h \times 25 \times 1.1 = 0.2 \times 0.3 \times 25 \times 1.1 = 1.65 \text{ (kN/m)}$$

$$+ \text{ Lốp vữa trát : } q_4 = 0.015 [b + (h - h_{BCN})2] \times 18 \times 1.3 = 0.13 \text{ (kN/m)}$$

$$\rightarrow \text{ Tổng tải trọng tác dụng lên dầm : } q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = 13.9679 \text{ (kN/m)}$$

$$+ \text{ Nhịp tính toán dầm : } L_{tt} = 3050 \text{ (mm)}$$

4.3.5.2 Tính toán nội lực dầm chiếu nghỉ

$$\text{Momen nhịp : } M_{max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{13.97 \times 3.05^2}{8} = 16.2444 \text{ (kN.m)}$$

4.3.5.3 Tính toán cốt thép dọc

- Tính toán cốt thép phía dưới chịu momen dương

– Chọn lớp bê tông bảo vệ : $a_{bv} = 25(\text{mm}) \rightarrow h_0 = 300 - 25 = 275 (\text{mm})$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{16.2444 \times 10^6}{17 \times 300 \times 275^2} = 0.0421 < \alpha_R = 0.429 \text{ (Thỏa mãn)}$$

$$\rightarrow \xi = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0421}) = 0.98$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{\xi R_s h_0} = \frac{16.244 \times 10^6}{0.98 \times 350 \times 275} = 172.49 (\text{mm}^2)$$

$$\mu_{min} = 0,05\% \leq \mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = 0.209(\%) \leq \mu_{max} = \frac{\xi R_b \gamma_{bi}}{R_s} \times 100 = 3.026 (\%)$$

\rightarrow Chọn thép : **2Ø16**, $A_{SC} = 401.9 (\text{mm}^2)$

$$\mu_{min} = 0,05\% \leq \mu = \frac{A_{sc}}{bh_0} \times 100 = \frac{401.9}{1000 \times 275} \times 100 = 0.14(\%) \leq \mu_{max} = \frac{\xi R_b \gamma_{bi}}{R_s} \times 100 = 3.026 \%$$

(Đạt)

4.3.5.4 Tính toán cốt thép đai

Khả năng chịu cắt của bê tông : $Q_{max} = 0.75 \times R_{bt} \times b \times h_0 = 43.3125 (\text{kN})$

$$\text{Lực cắt tại dầm chiếu nghỉ : } Q = \frac{qL}{2} = \frac{13.97 \times 3.05}{2} = 21.3 (\text{kN}) < Q_{max} \text{ (Thỏa mãn)}$$

\rightarrow Bê tông dầm đủ khả năng chịu cắt, cốt đai đặt theo cấu tạo

Bố trí :

+ ¼ đầu dầm : Ø6a150

+ Giữa nhịp : Ø6a200

CHƯƠNG 5: TÍNH CẤU KIỆN KHUNG TRỤC 8

Sơ đồ tính là hình ảnh đơn giản hóa của một bộ phận công trình hay toàn bộ công trình, được lập ra chủ yếu nhằm hiện thực hoá khả năng tính toán các kết cấu phức tạp

Công trình có kích thước tính toán theo sơ đồ khung không gian. Mặt khác, khi tính toán theo sơ đồ khung không gian ta xét được khả năng làm việc đồng thời của khung

Dùng phần mềm ETABS để lập mô hình khung không gian của công trình. Mô hình các dầm, cột thành các thanh, các nút giữa dầm với cột là nút cứng và cột được ngàm vào mặt trên đài móng

Khi tính toán tải trọng tác dụng vào công trình, ta không đưa mô hình cầu thang, bể nước, tường gạch

Tải trọng đứng của dầm chiếu nghỉ, dầm chiếu tới và bể nước được gán thành lực tập trung tại vị trí chân cột của mỗi cấu kiện

Tải trọng tường gạch quy về phân bố đều trên dầm và sàn

Tải trọng ngang (áp lực gió) được gán vào tâm hình học mỗi tầng

Sàn là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó (mặt phẳng ngang) và liên kết ngàm với các phần tử cột cứng ở cao trình sàn. Không kể biến dạng cong (ngoài mặt phẳng sàn) lên các phần tử (thực tế không cho phép sàn có biến dạng cong). Sự bỏ qua ảnh hưởng độ cứng uốn của sàn tầng này đến sàn tầng kế bên

Mọi thành phần hệ chịu lực trên từng tầng đều có chuyển vị ngang như nhau

Các cột cứng đều được ngàm ở chân cột cứng ngay mặt đài móng

Mô hình hóa kết cấu khung thành các thanh đứng (cột) và các thanh ngang (dầm), liên kết cứng với nhau tại các nút cứng

Khung được tính theo sơ đồ dàn hồi, để đơn giản ta lấy nhịp tính toán bằng nhịp kiến trúc

Không tính đến những tải trọng và tác dụng bất thường như: động đất biến dạng không đều của đất, các tác động cục bộ,....

Có thể san phẳng độ cao của trục dầm để đưa công trình về cùng một độ cao khi độ chênh lệch cao nhỏ hơn 1/10 chiều cao tầng

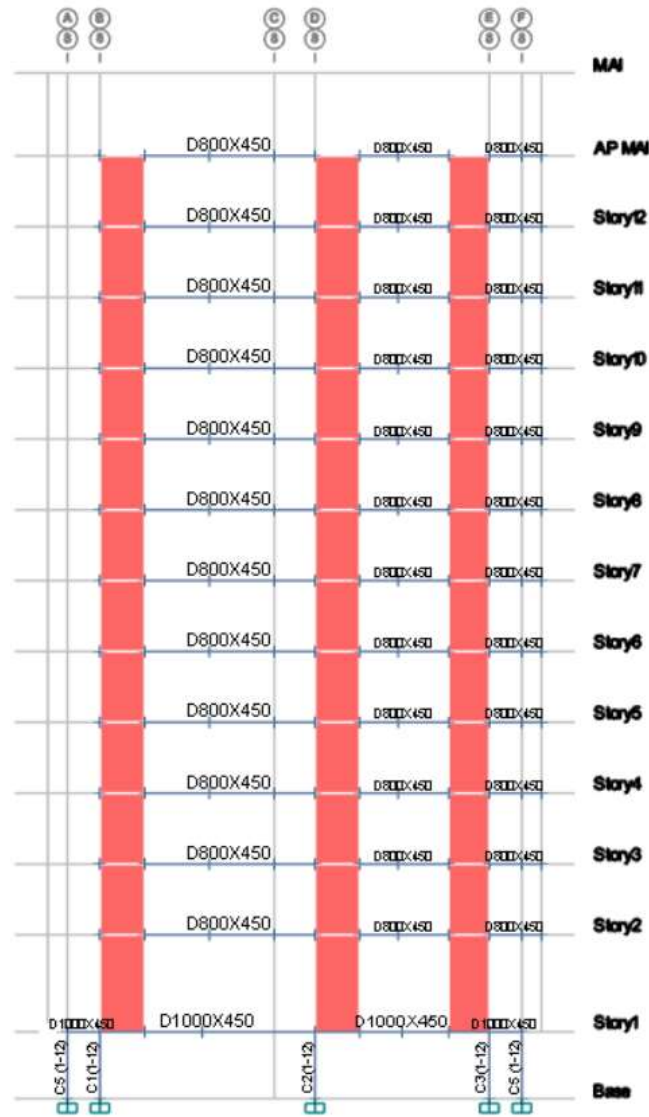
Trục hình học có thể dịch chuyển một đoạn trong phạm vi 1/20 nhịp, để cho trục cột dưới và trục cột trên nằm trên cùng một đường thẳng

Trong tính toán bỏ qua một số yếu tố hình học ảnh hưởng đến độ cứng và nội lực của khung, như độ lớn của tiết diện làm giảm nhịp tính toán cho dầm và chiều dài tính toán cho cột

Sơ đồ tính của khung thể hiện trục của cột (các thanh đứng) và trục của dầm (các thanh ngang), liên kết tại nút khung là liên kết cứng, liên kết giữa cột với mặt móng là ngàm tại mặt móng

Cao trình tính toán khung ngang được thực hiện theo sơ đồ khung phẳng theo phương cạnh ngắn của công trình (phương có độ cứng và độ ổn định kém hơn khung dọc). Khung được tính theo sơ đồ dàn hồi và nhịp tính toán lấy bằng khoảng cách giữa trục của 2 cột ở tầng trên cùng

Sơ đồ tính quá phức tạp cần phải đơn giản hóa sơ đồ tính



Hình ảnh 5.1. Sơ đồ tính khung trục 8

5.1. Tải trọng thẳng đứng

5.1.1. Tính tải sàn

$$g_{bt} = \sum_{i=1}^n n_i \times \gamma_i \times \delta_i$$

- Trong đó γ_i (kN/m³): trọng lượng riêng của vật liệu thứ i .

n_i : hệ số độ tin cậy của tải trọng lấy theo TCVN2737-2023

δ_i : Bề dày của lớp thứ i

Bảng tính tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán như bảng tính toán trọng lượng bản thân các lớp ở phần tính toán sàn.

5.1.2. Hoạt tải sàn

Bảng tính hoạt tải sàn như bảng tính toán hoạt tải ở phần tính toán sàn

5.1.3. Tĩnh tải tác dụng lên dầm biên

Bảng tính tải trọng tường như bảng tính toán trọng lượng tường ở phần tính toán sàn

5.2. Tải trọng ngang

5.2.1. Tải trọng gió

Theo mục 10.2.2 của TCVN 2737 – 2023 , Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng gió W_k tại độ cao tương đương z_e được xác định theo công thức:

$$W_k = W_{3s,10}.k(Z_e).c.G_f$$

- Trong đó:

$W_{3s,10}$ là áp lực gió 3 s ứng với chu kỳ lặp 10 năm: $W_{3s,10} = (\gamma_T W_0)$ với γ_T là hệ số chuyển đổi áp lực gió từ chu kỳ lặp từ 20 năm xuống 10 năm, lấy bằng 0,852; W_0 là áp lực gió cơ sở (xem 3.1.1), tính bằng daN/m², tương ứng với vận tốc gió cơ sở V_0 (xem 3.1.24). W_0 được xác định theo 10.2.3;

$k(z_e)$ là hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình tại độ cao tương đương.

z_e (xem 10.2.4) và được xác định theo 10.2.5;

c là hệ số khí động, xác định theo 10.2.6;

G_f là hệ số hiệu ứng giạt, xác định theo 10.2.7.

Công trình tọa lạc tại phường Khuê Mỹ, quận Ngũ Hành Sơn, TP Đà Nẵng, thuộc vùng áp lực gió III => $W_0 = 125$ (daN/m²) , dạng địa loại **B**

Bảng tính toán tải trọng gió theo phương X , Y ở *bảng 3.6* và *bảng 3.7*

5.2.2. Xác định tải trọng động đất

Tải trọng động đất tác dụng lên công trình được xác định theo tiêu chuẩn Thiết kế công trình chịu động đất: TCVN 9386:2012 với các thông số đầu vào được lấy như sau:

Gia tốc nền tại địa điểm xây dựng: theo TCVN 9386:2012, gia tốc nền tại Phường Khuê Mỹ, Quận Ngũ Hành Sơn là $a_g = 0,0674.g < 0,08g$ (trong đó g là gia tốc trọng trường). Do đó Công trình không thuộc vùng động đất yếu, chỉ cần áp dụng các giải pháp kháng chấn đã được giảm nhẹ.

5.3. Tổ hợp tải trọng

5.3.1. Phương pháp tính toán

Tổ hợp tải trọng được dựa trên TCVN 2737-2023

5.3.2. Các trường hợp tải trọng

- Các ký hiệu trường hợp tải trọng (tiêu chuẩn) :
 - + Gkweight : tải trọng bản thân
 - + Gfinish : tải trọng hoàn thiện sàn
 - + Gkwall : tải trọng tường xây
 - + qk: hoạt tải sử dụng các phòng và hoạt tải cầu thang
 - + WX : gió tác dụng phương X
 - + WY : gió tác dụng phương Y
- Các tổ hợp tính toán theo trạng thái giới hạn I

Tổ hợp	Gkweight	Gfinish	Gkwal	qk	WX	WY
COMBO1	1.1	1.2	1.15	1.3		
COMBO2	1.1	1.2	1.15		2.1	
COMBO3	1.1	1.2	1.15		-2.1	
COMBO4	1.1	1.2	1.15			2.1
COMBO5	1.1	1.2	1.15			-2.1
COMBO6	1.1	1.2	1.15	1.3	1.89	
COMBO7	1.1	1.2	1.15	1.3	-1.89	
COMBO8	1.1	1.2	1.15	1.3		1.89
COMBO9	1.1	1.2	1.15	1.3		-1.89
COMBO10	1.1	1.2	1.15	1.17	2.1	
COMBO11	1.1	1.2	1.15	1.17	-2.1	
COMBO12	1.1	1.2	1.15	1.17		2.1

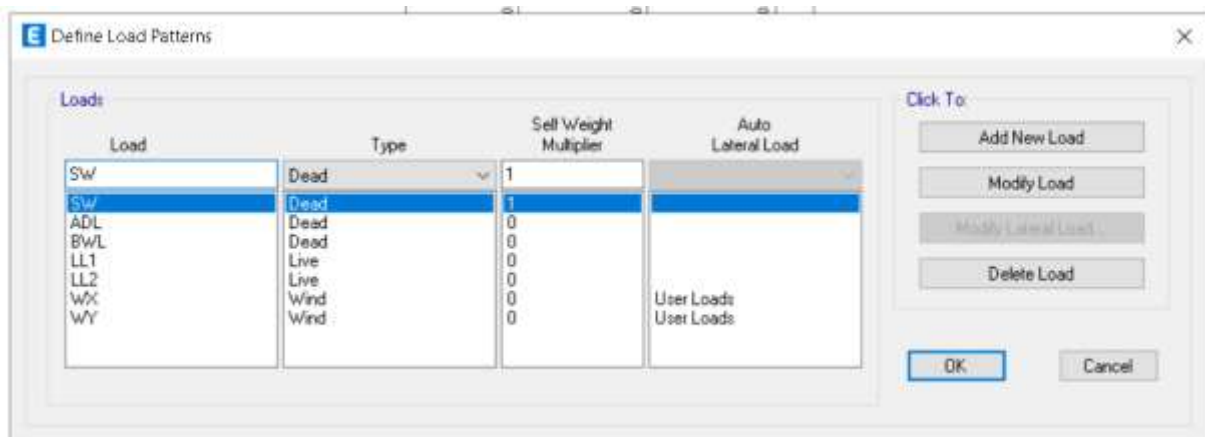
COMBO13	1.1	1.2	1.15	1.17		-2.1
---------	-----	-----	------	------	--	------

- Các tổ hợp tính toán theo trạng thái giới hạn II

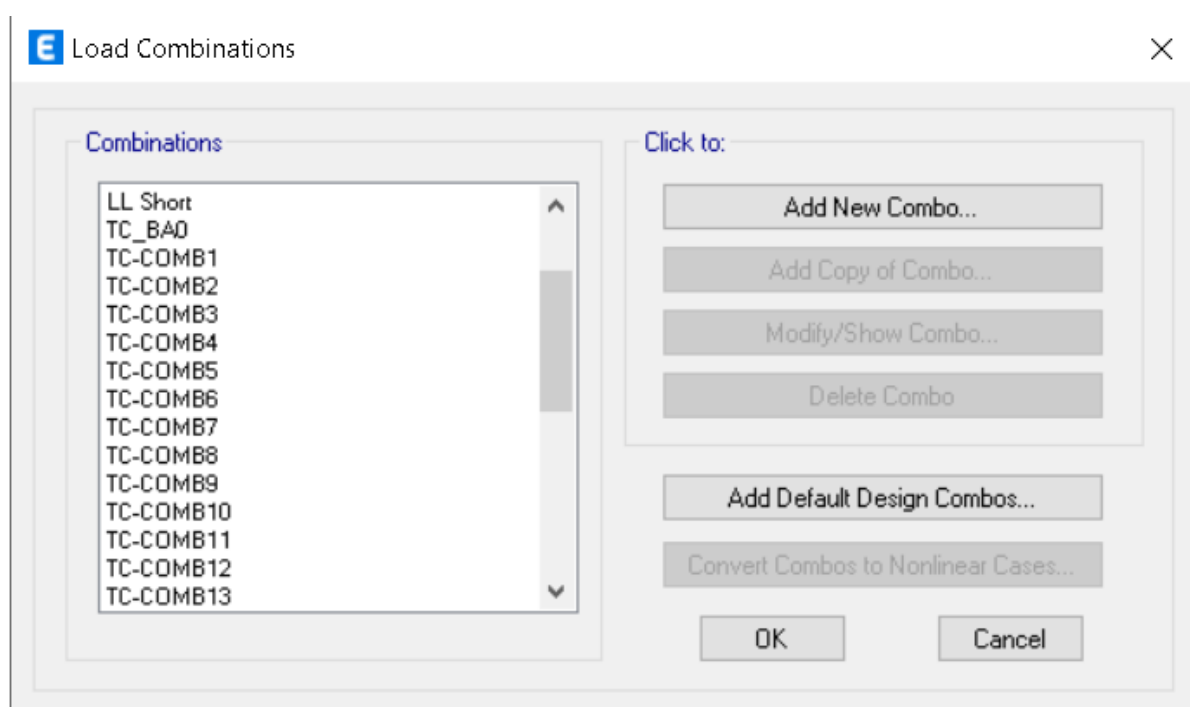
Tổ hợp	Gkweight	Gfinish	Gkwal	qk,t1	WX	WY
COMBO1	1	1	1	1		
COMBO2	1	1	1		1	
COMBO3	1	1	1		1	
COMBO4	1	1	1			1
COMBO5	1	1	1			1
COMBO6	1	1	1	1	0.9	
COMBO7	1	1	1	1	0.9	
COMBO8	1	1	1	1		0.9
COMBO9	1	1	1	1		0.9
COMBO10	1	1	1	0.9	1	
COMBO11	1	1	1	0.9	1	
COMBO12	1	1	1	0.9		1
COMBO13	1	1	1	0.9		1

5.4. Xây dựng mô hình tính toán ETABS

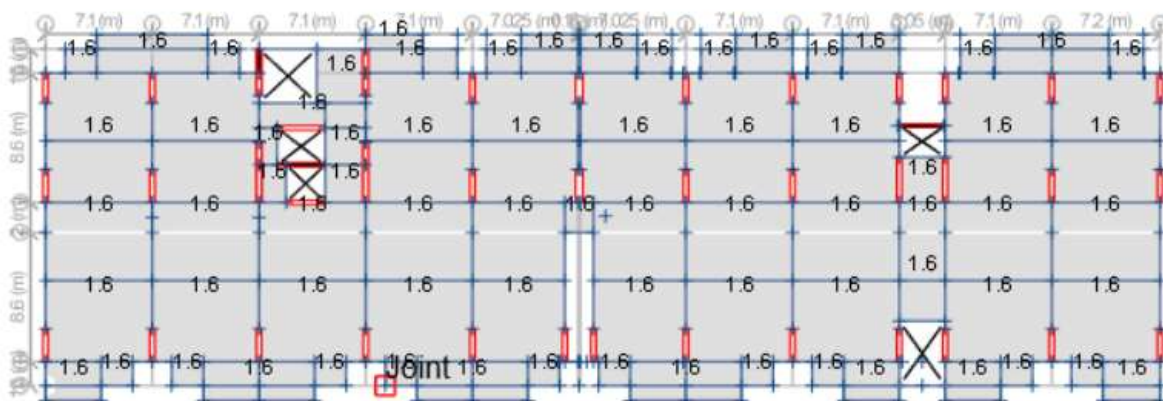
Sử dụng phần mềm ETABS để tính toán nội lực. Nhập tất cả các tải trọng đã tính toán ở phần trên vào chương trình để tính toán



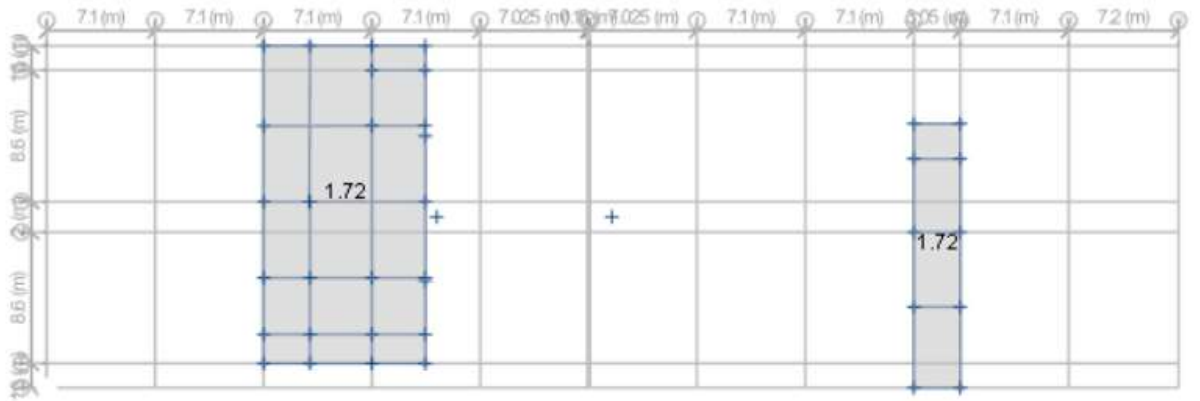
Hình ảnh 5.2. Khai báo các loại tải trọng



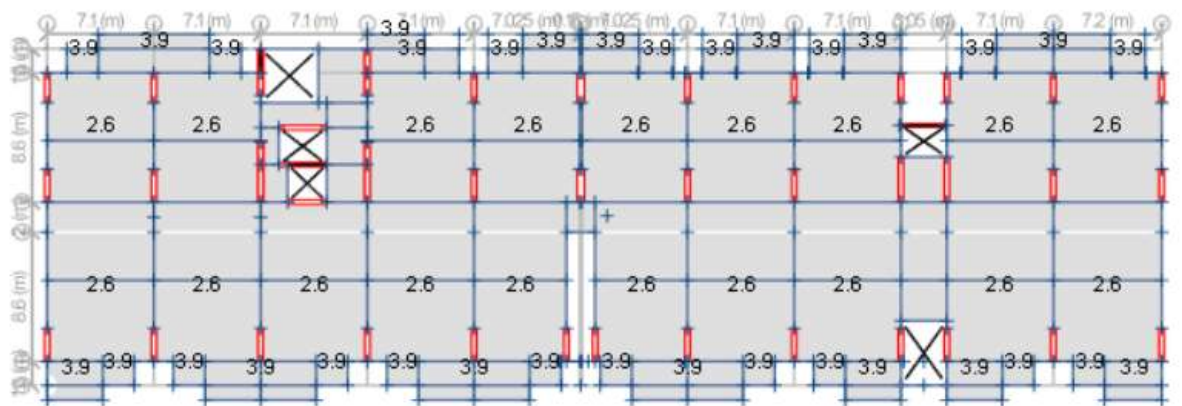
Hình ảnh 5.3. Khai báo các loại combo tải trọng



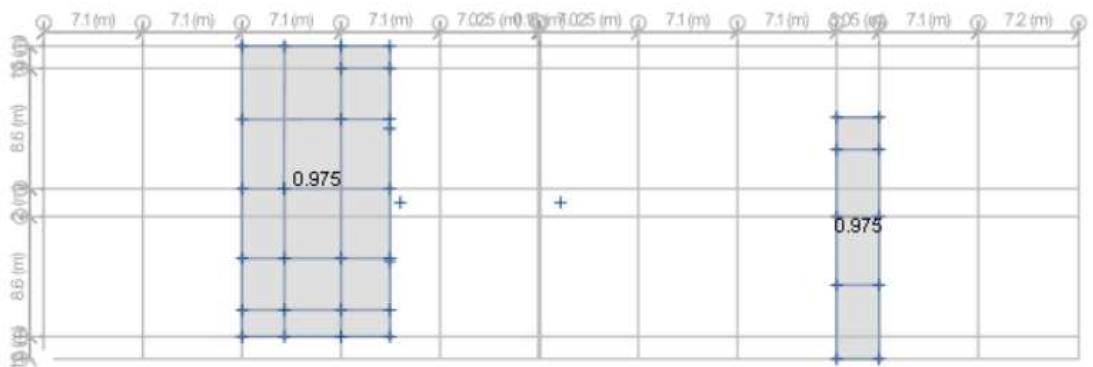
Hình ảnh 5.4. Tình tải hoàn thiện tầng điển hình



Hình ảnh 5.5. Tĩnh tải hoàn thiện tầng mái



Hình ảnh 5.6. Hoạt tải tầng điển hình



Hình ảnh 5.7. Hoạt tải tầng mái

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

User Wind Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1 Loads are Reversible for Combo

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	F _x kN	F _y kN	M _z kN-m	X Ordinate m	Y Ordinate m
AP MAI	D1	79	0	0	25.5428	11.2033
Story12	D1	73	0	0	37.3304	11.1619
Story11	D1	73	0	0	37.2539	11.277
Story10	D1	73	0	0	37.2539	11.277
Story9	D1	73	0	0	37.2539	11.277
Story8	D1	73	0	0	37.2539	11.277
Story7	D1	73	0	0	37.2539	11.277
Story6	D1	73	0	0	37.2539	11.277
Story5	D1	62	0	0	37.2539	11.277
Story4	D1	62	0	0	37.2539	11.277
Story3	D1	74	0	0	37.2539	11.277
Story2	D1	72	0	0	37.2539	11.277
Story1	D1	29	0	0	37.2109	11.3083

Hình ảnh 5.8. Tải trọng gió theo phương X

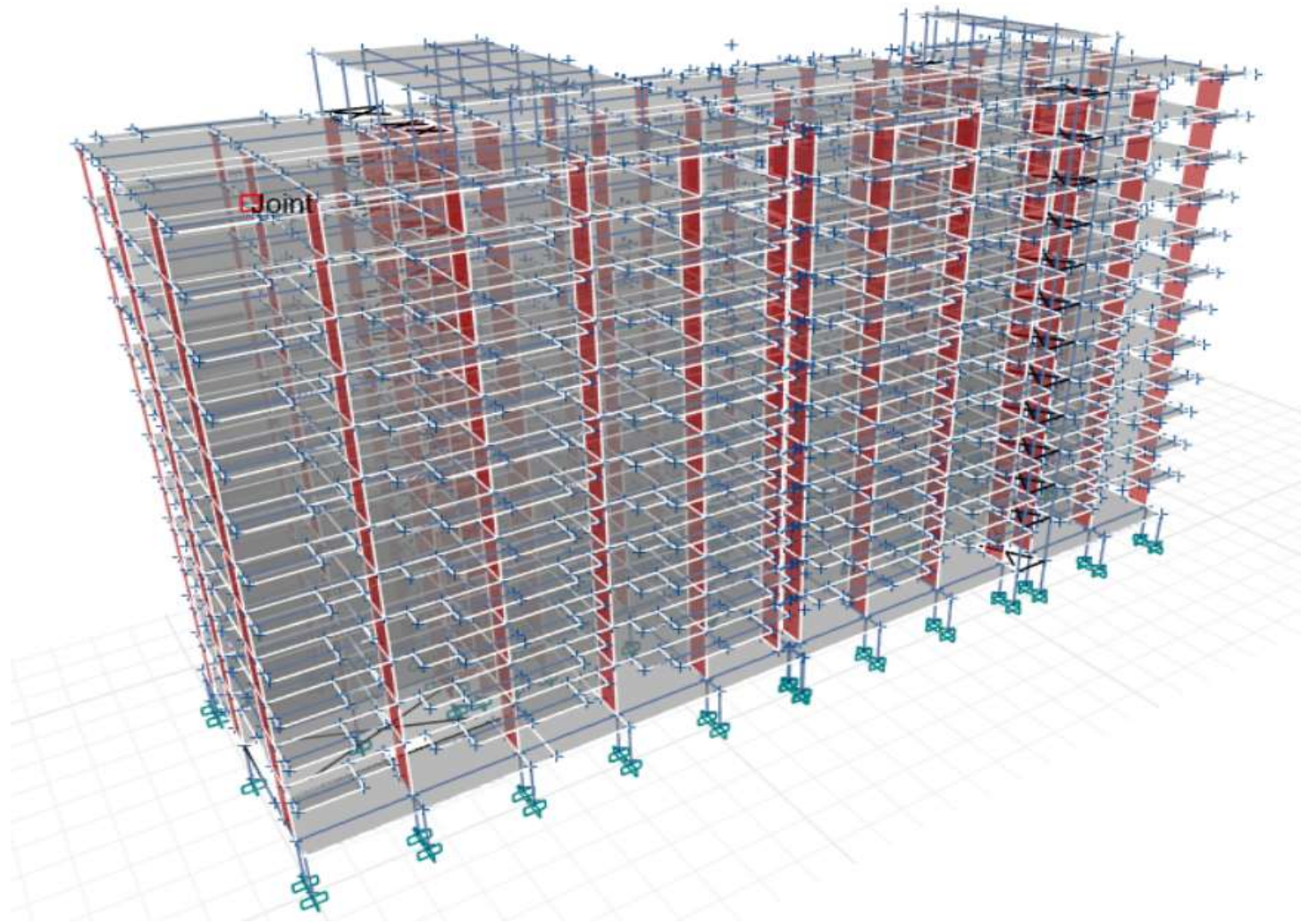
User Wind Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1 Loads are Reversible for Combo

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	F _x kN	F _y kN	M _z kN-m	X Ordinate m	Y Ordinate m
AP MAI	D1	0	342	0	25.5428	11.2033
Story12	D1	0	315	0	37.3304	11.1619
Story11	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story10	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story9	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story8	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story7	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story6	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story5	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story4	D1	0	315	0	37.2539	11.277
Story3	D1	0	374	0	37.2539	11.277
Story2	D1	0	365	0	37.2539	11.277
Story1	D1	0	149	0	37.2109	11.3083

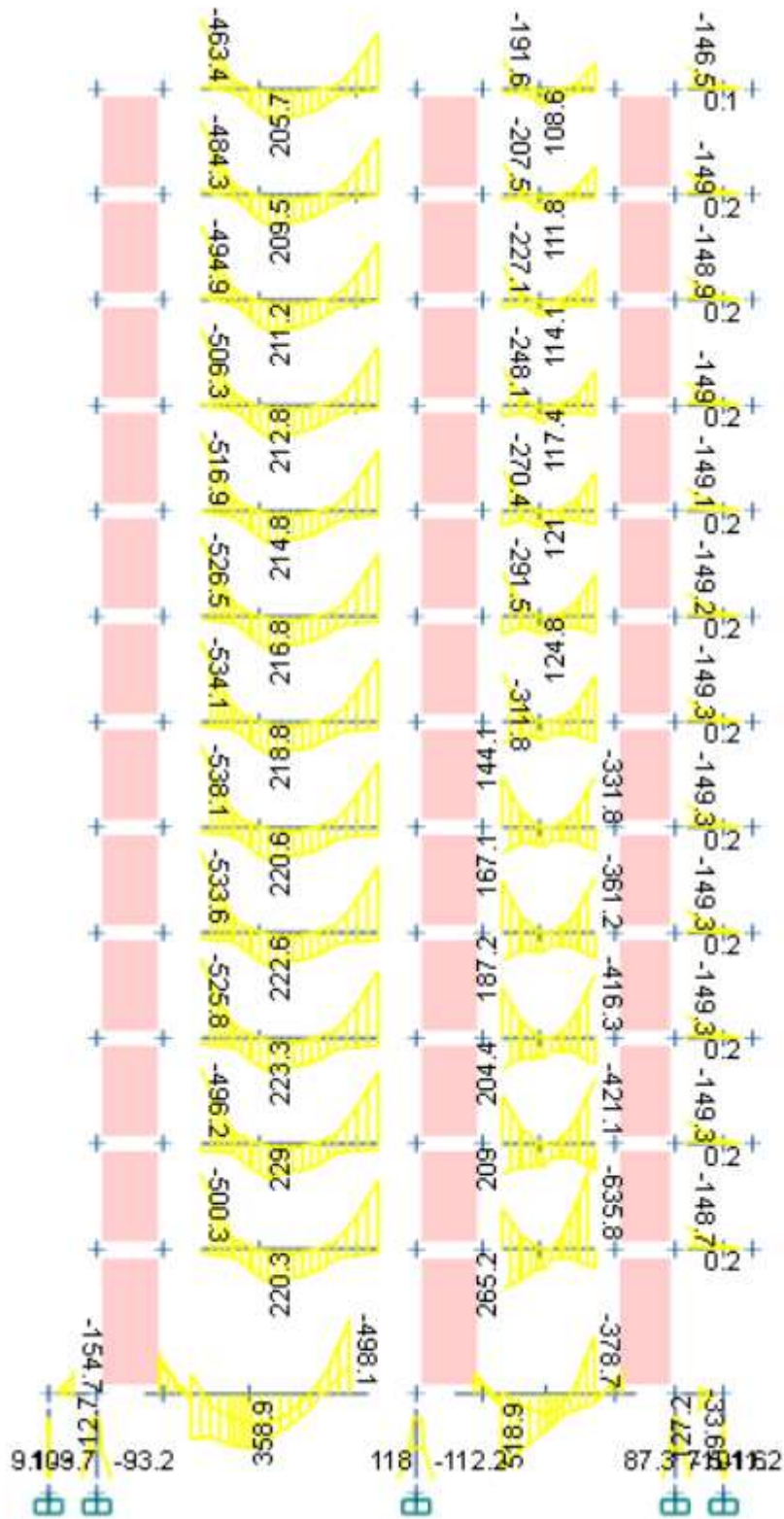
Hình ảnh 5.9. Tải trọng gió theo phương Y



Hình ảnh 5.10. Mô hình Etabs công trình

5.5. Kết quả nội lực, chuyển vị

5.5.1. Nội lực



Hình ảnh 5.11. Kết quả moment khung trục 8



Hình ảnh 5.12. Kết quả lực cắt khung trực 8

5.5.2. Chuyển vị

5.6. Tính toán cấu kiện khung trục 8

5.6.1. Tính toán dầm khung trục 8

5.6.1.1 Tính toán cốt thép dọc

Tính toán cốt thép theo bài toán cấu kiện chịu uốn, đặt cốt đơn.

Tổ hợp tính toán cốt thép dầm là tổ hợp bao được lấy từ mô hình ETABS22

Tính toán cốt thép dầm theo 2 trường hợp: tính toán tiết diện chữ nhật (2 đầu dầm chịu momen âm), tính toán tiết diện chữ T (giữa nhịp dầm chịu momen dương).

Trình tự tính toán dầm tiết diện hình chữ nhật được trình bày tương tự. Ở phần này chỉ đề cập đến phần tính toán dầm tiết diện chữ T.

Xác định chiều dài bản cánh chịu nén tiết diện chữ T của dầm sàn toàn khối:

$$b'_f = b + 2S_f$$

- Trong đó:

b - bề rộng tiết diện dầm đang tính toán.

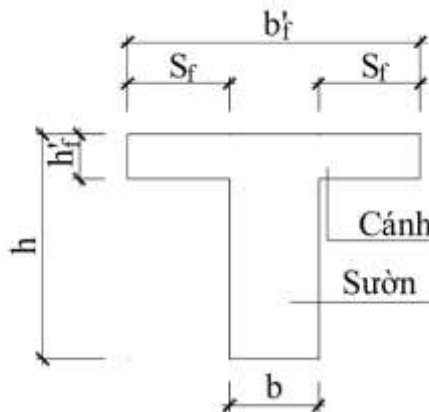
S_f - bề rộng một bên của bản cánh dầm, được xác định như sau:

$$S_f \leq \min\left(\frac{L_0}{6}; 6h'_f\right)$$

- Trong đó:

L_0 - nhịp tính toán dầm

h'_f - chiều dày bản cánh dầm (chính bằng chiều dày sàn).



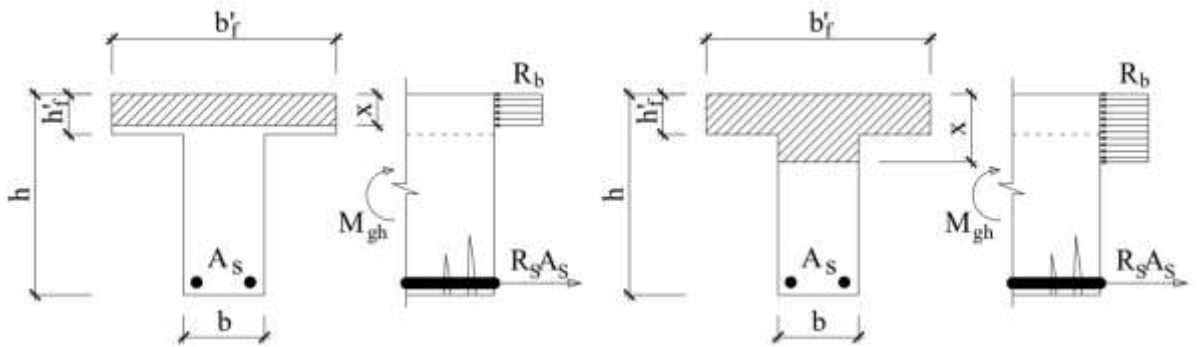
Hình ảnh 5.13. Xác định bề rộng cánh chữ T

Giả thiết khoảng cách mép ngoài tiết diện đến trọng tâm cốt thép chịu kéo a_{gt}

Chiều cao làm việc thực tế: $h_0 = h - a_{gt}$. Hệ số điều kiện làm việc $\gamma_b = 1.0$

Xác định momen của bản cánh, ứng với trường hợp trục trung hoà qua mép giữa cánh và sườn, được xác định theo công thức sau:

$$M_f = \gamma_b R_b b h_f' (h_0 - 0.5h_f')$$



Hình ảnh 5.14. Sơ đồ ứng suất dòn để tính tiết diện chữ T

- Trường hợp 1: Nếu $M \leq M_f$ thì trục trung hoà qua cánh, việc tính toán giống trường hợp tiết diện chữ nhật, nhưng tính toán với tiết diện ($b_f' \times h$).

Trình tự tính toán: $b_f' = b + 2s_f$

Giả thiết a_0

Có R_b, R_s

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s / E_s}{\varepsilon_{b2}}} \text{ với } \varepsilon_{b2} = 0,0035 \text{ (Bê tông có cấp độ bền B60 trở xuống)}$$

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

Kiểm tra điều kiện hạn chế : điều kiện xảy ra phá hoại dẻo, ứng suất trong cốt thép đạt đến R_s

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} < \alpha_R$$

Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì phải đặt cốt thép kép

$$A_s' = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0}{R_s} + \frac{R_{sc}}{R_s} A'_s$$

Xác định các hệ số

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

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m})$$

Diện tích cốt thép xác định theo công thức :

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot \square_0}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép theo điều kiện

$$\mu_{\min} = 0.1\% \leq \mu = \frac{A_s^{\text{chon}}}{b h_0} \leq \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s}$$

- Trường hợp 2: Nếu $M > M_f$ thì trục trung hoà qua sườn, lúc này phân bê tông chịu nén gồm cánh và sườn. Trường hợp này phải tính tiết diện chữ T.

Xác định hệ số ξ_R tương tự như trên.

Xác định hệ số :

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

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

Diện tích cốt thép xác định theo công thức:

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0 + \gamma_b R_b (b'_f - b) h'_f}{R_s}$$

Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì phải đặt cốt thép chịu nén A'_s

Kiểm tra hàm lượng cốt thép theo điều kiện:

$$\mu_{\min} = 0.1\% \leq \mu = \frac{A_s^{\text{chon}}}{b h_0} \leq \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s}$$

5.6.1.2 Tính toán cốt thép đai

Tính toán thép đai cho dầm chịu lực cắt lớn nhất tại gối và tại giữa nhịp. Kiểm tra điều kiện:

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_{\max} \leq Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

$$Q_{\max} = 2.5 R_{bt} b h_0 \geq Q_b \geq Q_{\min} = 0.5 R_{bt} b h_0$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{C}$$

Thực hiện tính toán với vị trí có lực cắt lớn nhất

Đoạn dầm gần gối : $Q = 190,78(\text{kN})$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0.6 \times 1.05 \times 300 \times 650 = 122.85 \text{ kN}$$

• Trong đó :

+ $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng

+ φ_f : hệ số ảnh hưởng của cánh chịu nén trong tiết diện chữ T

+ $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật

+ $\varphi_n = 0$ vì dầm không chịu nén

Có $Q_{\max} = 190,78 \text{ kN} > Q_{b\min} = 122.85 \text{ kN} \rightarrow$ bê tông không đủ khả năng chịu cắt, cần tiến hành tính toán cốt đai

Tiến hành kiểm tra điều kiện đảm bảo độ bền trên dầm nghiêng

$$Q_{\max} < 0.3 \varphi_{\omega 1} \varphi_{b1} R_b b h_0$$

Tính hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện $\varphi_{\omega 1}$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5\alpha\mu_{\omega} < 1.3, \text{ chọn } \varphi_{\omega 1} = 1$$

Tính hệ số kể đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại BT khác nhau

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \times 17 = 0.855$$

Kiểm tra điều kiện đảm bảo độ bền trên dầm nghiêng giữa các vết nứt xiên

$$0.3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \times 1 \times 0.855 \times 17 \times 300 \times 650 = 725.25 (\text{kN})$$

$$0.3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 725.25 (\text{kN}) > Q_{\max} = 190,78 (\text{kN})$$

Kiểm tra điều kiện tính toán

$$+ \text{ Ta có : } q_1 = g + \frac{p}{2} = 38.4 + \frac{8.6}{2} = 42.7(\text{kN} / \text{m})$$

$$+ \text{ Và : } M_b = 2 \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \times b \times h_2^0 = 2 \times 1.2 \times 300 \times 650^2 \times 10^6 = 266.16(\text{kN.m})$$

Trong đó : φ_f là hệ số xét đến ảnh hưởng của cánh chịu nén trong tiết diện chữ T, ở đây ta bỏ qua phần cánh $\rightarrow \varphi_f = 0$; φ_n là hệ số xét đến ảnh hưởng lực dọc, do lực dọc trong dầm nhỏ, nên ta bỏ qua $\rightarrow \varphi_n = 0$

$$\text{Ta có: } Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{266.16 \times 42.7} = 173.21 \text{ (kN)}$$

$$\text{Nhận thấy: } Q = 190,78 < \frac{Q_{b1}}{0.6} = \frac{213.21}{0.6} = 355.35 \text{ (kN)}$$

$$\rightarrow q_{sw} = \frac{Q^2 - Q_{b1}^2}{4.M_b} = \frac{190,78^2 - 173,21^2}{4 \times 266.16} = 40.05 \text{ (kN/m)}$$

$$+ \text{ Tính: } \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{122.85}{2 \times 0.65} = 94.5 \text{ (kN/m)}$$

Nhận thấy: $q_{sw} < \frac{Q_{b\min}}{2.h_0}$, ta tính lại q_{sw} như sau:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2.h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \cdot q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2.h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \cdot q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2.h_0}\right)^2}$$

$$q_{sw} = \frac{190,78}{2 \times 0.65} + \frac{2}{0.6} \times 42.7 - \sqrt{\left(\frac{190,78}{2 \times 0.65} + \frac{2}{0.6} \times 42.7\right)^2 - \left(\frac{190,78}{2 \times 0.65}\right)^2} = 78.67(\text{kN})$$

Chọn thép đai &8, 2 nhánh, có $A_{sw} = 2 \times 0.503 = 1.006 \text{ (cm}^2\text{)}$.

$$\text{Ta có khoảng cách cốt đai: } s_{tt} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{170 \times 1.006 \times 100}{78.67} = 217.39 \text{ (mm)}.$$

Khoảng cách lớn nhất của cốt đai:

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1.5 \times 1.2 \times 300 \times 650^2 \times 10^{-3}}{296.82} = 672.56 \text{ (mm)}.$$

Điều kiện cấu tạo: với $h > 450 \text{ (mm)}$ thì $s_{ct} \leq \min(500, \frac{h}{3}) = (500, \frac{700}{3}) = 233 \text{ (mm)}$

→ Chọn thép đai &8 khoảng cách $s_1 = 150$ (mm)

Ở giữa nhịp, với dầm có chiều cao lớn hơn 300 mm, khoảng cách cấu tạo giữa các cốt đai : $s_{ct} \leq \min(500, \frac{3h}{4}) = (500, \frac{3 \times 700}{4}) = 525$ (mm)

Vậy chọn cốt đai &8 với khoảng cách cốt đai là 200mm bố trí nhịp.

5.6.1.3 Tính toán đoạn neo, nối cốt thép

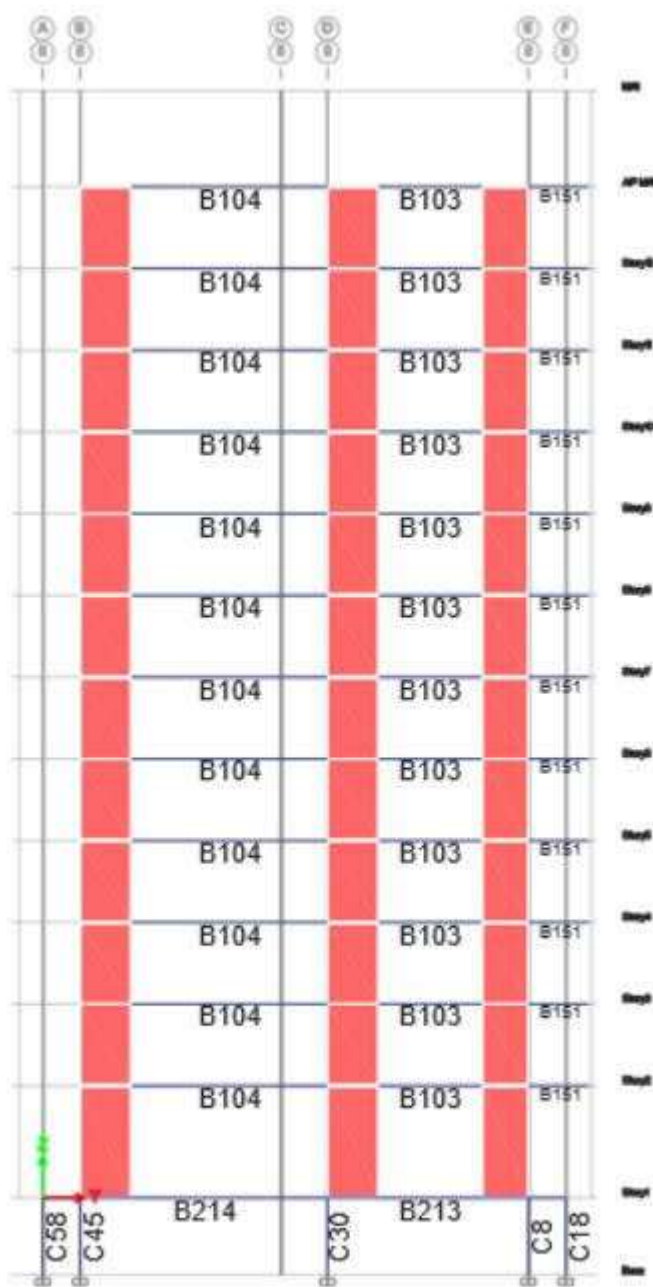
Chiều dài đoạn neo, nối cốt thép được xác định theo TCVN 5574:2018 ở mục 10.3.5 và 10.3.6

- Chiều dài đoạn neo :

$$L_{0.an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s} = \frac{0.25 R_s d_s}{R_{bond}} = 24.76 d_s$$

R_{bond} : cường độ bám dính tính toán của cốt thép với bê tông, với giả thiết là độ bám dính này phân bố đều theo chiều dài neo, và được xác định theo công thức.

$$R_{bond} = n_1 n_2 R_{bt} = 2.5 \times 1 \times 1.05 = 2.625 (MPa)$$



Hình ảnh 5.15 Kí hiệu dầm khung trục 8

Tên p.từ	Tiết diện	Cốt thép	$M_{\text{t toán}}$	b	h	a	h_o	α_m	ζ	A_s^{TT}	μ^{TT}	Chọn thép	A_s^{ch}	μ^{BT}
			(kN.m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)			(cm)	(%)		(cm ²)	(%)
B215 (TẦNG1)	GT	Trên	-1.58	100	45	5	40	0.00	1.00	4.00	0.10%	10Ø20	31.42	0.79%
		Dưới	0	100		5	40	0.00	c.tạo	4.00	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.17%
	N	Trên	0	100	45	5	40	0.00	c.tạo	4.00	0.10%	10Ø20	31.42	0.79%
		Dưới	12.7	100		5	40	0.00	1.00	4.00	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.17%
	GP	Trên	-154.7	100	45	5	40	0.06	0.97	11.38	0.28%	10Ø20	31.42	0.79%
		Dưới	0	100		5	40	0.00	c.tạo	4.00	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.17%
B214 (TẦNG1)	GT	Trên	-216.6	100	45	5	40	0.080	0.96	16.14	0.40%	10Ø20 + 10Ø22	69.43	1.74%
		Dưới	0	100		5	40	0.00	c.tạo	4.00	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.17%
	N	Trên	0	100	45	5	40	0.00	c.tạo	4.00	0.10%	10Ø20	31.42	0.79%
		Dưới	358.9	100		5	40	0.132	0.929	27.60	0.69%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.17%
	GP	Trên	-498.1	100	45	5	40	0.183	0.90	39.62	0.99%	10Ø20 + 10Ø22	69.43	1.74%
		Dưới	0	100		5	40	0.00	c.tạo	4.00	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.17%

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

B213 (TẦNG1)	GT	Trên	-136.49	100	45	6	39	0.05	0.97	10.28	0.26%	10Ø20 + 10Ø22	69.43	1.78%	
		Dưới	0	100		6	39	0.00	c.tạo	3.90	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.20%	
	N	Trên	0	100	45	6	39	0.00	c.tạo	3.90	0.10%	10Ø20	31.42	0.81%	
		Dưới	518.9	100		6	39	0.20	0.89	42.86	1.10%	10Ø20	31.42	Fa<TT	
	GP	Trên	-378.7	100	45	6	39	0.15	0.92	30.14	0.77%	10Ø20	31.42	0.81%	
		Dưới	0	100		6	39	0.00	c.tạo	3.90	0.10%	10Ø20	31.42	0.81%	
	B212 (TẦNG1)	GT	Trên	-33.6	100	45	6	39	0.01	0.99	3.90	0.10%	10Ø20	31.42	0.81%
			Dưới	0	100		6	39	0.00	c.tạo	3.90	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.20%
N		Trên	0	100	45	6	39	0.00	c.tạo	3.90	0.10%	10Ø20	31.42	0.81%	
		Dưới	127.2	100		6	39	0.05	0.97	9.56	0.25%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.20%	
GP		Trên	-4.35	100	45	5	40	0.00	1.00	4.00	0.10%	10Ø20	31.42	0.79%	
		Dưới	0	100		5	40	0.00	c.tạo	4.00	0.10%	6Ø18 + 10Ø20	46.68	1.17%	
		GT	Trên	-35.14	80	45	5	40	0.02	0.99	3.20	0.10%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.18%

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

B104 (ĐH)		Dưới	0	80		5	40	0.00	c.tạo	3.20	0.10%	8Ø22	30.41	0.95%
	N	Trên	0	80	45	5	40	0.00	c.tạo	3.20	0.10%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.18%
		Dưới	85.98	80		5	40	0.04	0.98	6.27	0.20%	8Ø22	30.41	0.95%
	GP	Trên	-131.28	80	45	5	40	0.06	0.97	9.68	0.30%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.18%
		Dưới	0	80		5	40	0.00	c.tạo	3.20	0.10%	8Ø22	30.41	0.95%
B103 (ĐH)	GT	Trên	-57.21	80	45	6	39	0.03	0.99	4.25	0.14%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.23%
		Dưới	0	80		6	39	0.00	c.tạo	3.12	0.10%	8Ø22	30.41	0.97%
	N	Trên	0	80	45	6	39	0.00	c.tạo	3.12	0.10%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.23%
		Dưới	101.05	80		6	39	0.05	0.97	7.59	0.24%	8Ø22	30.41	0.97%
	GP	Trên	-155.04	80	45	6	39	0.07	0.96	11.82	0.38%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.23%
Dưới		0	80	6		39	0.00	c.tạo	3.12	0.10%	8Ø22	30.41	0.97%	
B151 (ĐH)	GT	Trên	-157.51	80	45	5	40	0.07	0.96	11.69	0.37%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.18%
		Dưới	0	80		5	40	0.00	c.tạo	3.20	0.10%	8Ø22	30.41	0.95%

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

N	Trên	0	80	45	5	40	0.00	c.tạo	3.20	0.10%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.18%
	Dưới	101.54	80		5	40	0.05	0.98	7.43	0.23%	8Ø22	30.41	0.95%
GP	Trên	-80.36	80	45	5	40	0.04	0.98	5.85	0.18%	8Ø22 + 8Ø25	69.68	2.18%
	Dưới	0	80		5	40	0.00	c.tạo	3.20	0.10%	8Ø22	30.41	0.95%

5.6.2. Tính toán cột khung trục 8

5.6.2.1 Xác định điều kiện tính toán

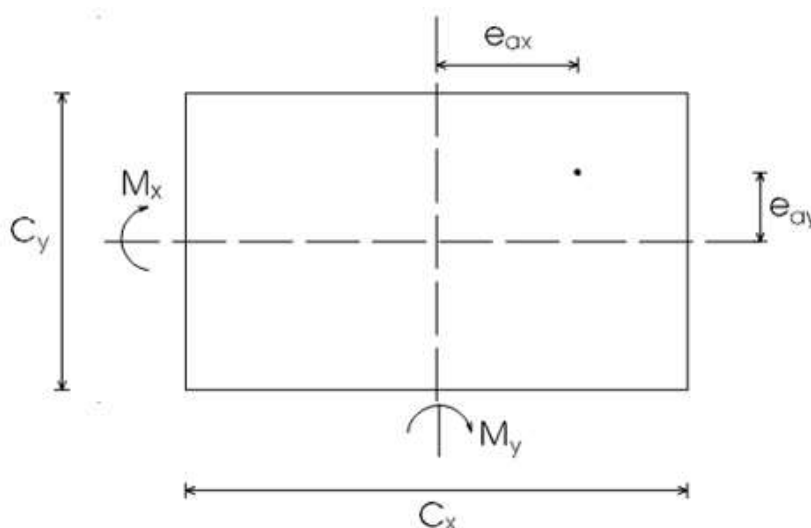
Ta tính toán cho từng bộ 3 nội lực N , M_x , M_y cho tất cả các tổ hợp nội lực (trừ tổ hợp Bao) và chọn lượng thép lớn nhất để bố trí cho cả cột.

Cột thép tính toán được đặt theo chu vi của cột.

5.6.2.2 Tính toán cốt thép dọc

- Nguyên tắc tính toán

Dùng phương pháp gần đúng dựa trên việc biến đổi trường hợp nén lệch tâm xiên thành nén lệch tâm phẳng tương đương để tính cốt thép.



Hình ảnh 5.16. Sơ đồ tính toán cột

- Trình tự tính toán

Bước 1: Kiểm tra điều kiện để áp dụng phương pháp này: $0.5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$ với C_x, C_y

lần lượt là cạnh của tiết diện.

Cột thép được đặt theo chu vi, phân bố đều hoặc mật độ cốt thép trên cạnh b có thể lớn hơn.

Bước 2: Tính toán ảnh hưởng của uốn dọc theo 2 phương:

Chiều dài tính toán: $l_{ox} = \psi_x l, l_{oy} = \psi_y l$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên: $e_{ax} = \max\left(\frac{l_{ox}}{600}, \frac{C_x}{30}; 10\text{mm}\right); e_{ay} = \max\left(\frac{l_{oy}}{600}, \frac{C_y}{30}; 10\text{mm}\right)$

$$\text{Độ lệch tĩnh học: } e_{1x} = \frac{M_x}{N}; e_{1y} = \frac{M_y}{N}$$

$$\text{Độ lệch tính toán: } e_{0x} = \max(e_{ax}; e_{1x}); e_{0y} = \max(e_{ay}; e_{1y})$$

$$\text{Độ mảnh theo 2 phương: } \lambda_x = \frac{l_{ox}}{0.288C_x}; \lambda_y = \frac{l_{oy}}{0.288C_y}$$

Theo TCVN 5574:2018 :

+ Nếu $\lambda < 14$ thì $\eta = 1$ (bỏ qua ảnh hưởng uốn dọc)

+ Nếu $\lambda > 14$ thì $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$ trong đó $N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{L_0^2}$ được quy định trong mục

8.1.2.4.2 TCVN 5574:2018.

Momen uốn tăng lên do uốn dọc : $M_x^* = N\eta_x e_{0x}; M_y^* = N\eta_y e_{0y}$

Bước 3: Quy đổi bài toán lệch tâm xiên thành bài toán lệch tâm phẳng tương đương:

Nếu $\frac{M_x^*}{C_x} > \frac{M_y^*}{C_y}$ thì $h = C_x, b = C_y; M_1 = M_x^*; M_2 = M_y^*, e_a = e_{ax} + 0.2e_{ay}$

Nếu $\frac{M_x^*}{C_x} < \frac{M_y^*}{C_y}$ thì $h = C_y, b = C_x; M_1 = M_y^*; M_2 = M_x^*, e_a = e_{ay} + 0.2e_{ax}$

Bước 4: Tính toán diện tích cốt thép

Giả thiết chiều dày lớp đệm a, tính $h_0 = h - a; Z = h - 2a$. Chuẩn bị các số liệu R_b, R_y, R_{sc}, ξ_R như đối với trường hợp nén lệch tâm phẳng. Tiến hành tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng.

$$\text{Xác định } x_1 = \frac{N}{R_b b}$$

$$+ \text{ Khi } x_1 < h_0 \text{ thì } m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0}$$

$$+ \text{ Khi } x_1 > h_0 \text{ thì } m_0 = 0.4$$

→ Tính momen tương đương (đổi nén lệch tâm xiên ra nén lệch tâm phẳng)

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b}$$

$$\text{Độ lệch tâm tính toán: } e = e_0 \cdot \eta + \frac{h}{2} - a; e_0 = \max(e_a; e_1); e_1 = \frac{M}{N}$$

Kiểm tra trường hợp lệch tâm:

Trường hợp 1: Nén lệch tâm rất bé khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} \leq 3$ tính toán gần như nén đúng tâm.

$$\text{Hệ số độ lệch tâm: } \lambda_e = \frac{1}{(0.5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$$

$$\text{Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm: } \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0.3}$$

Khi $\lambda \leq 14$ lấy $\lambda = 1$; khi $14 < \lambda < 104$ thì λ theo công thức:

$$\varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda - 0.0016\lambda$$

$$\text{Diện tích toàn bộ cốt thép: } A_{st} = \frac{\frac{\lambda_{eN}}{R_s} - \gamma_b R_b b h}{R_s - R_b}$$

Trường hợp 2: Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0.3$ đồng thời $x_1 > \xi_R \cdot h_0$ tính toán theo trường hợp nén lệch tâm bé.

$$\text{Xác định chiều cao vùng nén } x = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_0^2} \right) h_0 \text{ với } \varepsilon_0 = \frac{e_0}{h}$$

$$\text{Diện tích toàn bộ cốt thép } A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - \frac{x}{2})}{k R_{sc} Z_a} \text{ với } k = 0.4$$

Trường hợp 3: Khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0.3$ đồng thời $x_1 \leq \xi_R \cdot h_0$ tính toán theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

Diện tích toàn bộ cốt thép tính như sau:

$$A_{st} = \frac{N(e + 0.5x_1 - h_0)}{k R_s Z_a} \text{ với } k = 0.4$$

Khi tính được cốt thép, tính hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{A_{st}}{bh}$

Kiểm tra điều kiện: $\mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max}$

Trong đó μ_{min} lấy theo độ mảnh cho theo bảng sau (Theo TCVN 5574:2018)

$\lambda = \frac{l_0}{h}$	≤ 5	≥ 25
μ_{min}	0,1%	0,25%

Bảng 5.1 Giá trị μ_{min}

μ_{max} khi cần hạn chế việc sử dụng quá nhiều thép người ta lấy $\mu_{max} = 3\%$. Để đảm bảo sự làm việc chung giữa thép và bê tông thường lấy $\mu_{max} = 6\%$

5.6.2.3 Tính toán cốt đai

Cốt đai trong cột được tính tương tự như cốt đai trong dầm. Theo hai phương ta chọn tại vị trí cột có lực cắt lớn nhất tính cốt đai cho cột khung trục 8

Đường kính cốt đai: $\phi_{dai} \geq \frac{\phi_{max}}{4} = \frac{28}{4} = 7$ và 5 mm. Ta chọn $\phi_d = 8$ mm là thỏa mãn.

Khoảng cách cốt đai: $a_d \leq k \cdot \phi_{dmin}$ và a_0

ϕ_{dmin} ; ϕ_{dmax} : đường kính cốt thép dọc chịu lực cắt bé nhất, lớn nhất

Khi $R_{sc} \leq 400$ MPa lấy $k = 15$ và $a_0 = 500$ mm

Khi $R_{sc} > 400$ MPa lấy $k = 12$ và $a_0 = 400$ mm

Khi toàn bộ tiết diện chịu nén mà $\mu_l > 3\%$ thì $k = 10$ và $a_0 = 300$ mm

Trong đoạn nối chồng cốt thép dọc thì $a_d \leq 10 \cdot \phi_{min}$

Theo TCXDVN 198:1997 - Thiết kế nhà cao tầng, tại các vùng tới hạn l_1 của cột (các vùng có khả năng xuất hiện khớp dẻo nhất) ($l_1 \geq$ chiều cao tiết diện cột và $\geq 1/6$ chiều cao thông thủy của tầng, đồng thời ≥ 450 mm) kể từ tiết diện ở đầu mút cột thì cốt đai được bố trí dày hơn. Khoảng cách cốt đai trong vùng này không lớn hơn 6 lần đường kính cốt thép dọc và cũng không lớn hơn 100mm. Ta chọn $s = 100$ mm

Bảng 5.2. Tính toán cốt thép dọc khung trục 8

No.	Frame	Story	Vị trí	Tổ hợp	T ₂	T ₃	N	M ₂	M ₃	η_2	η_3	M _{2c}	M _{3c}	R _b	R _s	R _{sc}	A _s	Bố trí cốt thép	A _s (prov)	μ
			(m)		(mm)	(mm)	(kN)	(kNm)	(kNm)			(kNm)	(kNm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(cm ²)		(cm ²)	(%)
1	C8	Story1	0	COMB1	600	1400	7853.4	1760.6	-16.8	1.00	1.03	1760.6	161.5	17.00	350.0	350.0	84.00	20Ø18 + 20Ø20	113.60	1.35%
2	C18	Story1	0	COMB1	500	200	230.2	9.6	-2.6	1.08	1.01	10.4	3.9	17.00	350.0	350.0	10.00	10Ø18	25.40	2.54%
3	C30	Story1	0	COMB1	600	1800	8974.1	1279.5	0.4	1.00	1.02	1279.5	183.8	17.00	350.0	350.0	108.00	20Ø18 + 20Ø20	113.60	1.05%
4	C45	Story1	2.85	COMB8	600	1400	4723.6	3322.4	12.6	1.00	1.02	3322.4	96.0	17.00	350.0	350.0	89.91	22Ø25 + 20Ø28	108.02	1.29%
5	C58	Story1	0	COMB1	500	200	-89.0	2.0	0.4	0.98	1.00	2.0	1.5	17.00	350.0	350.0	10.00	10Ø18	25.40	2.54%

- Các kí hiệu trong bảng tính
 - + CN : Cột tiết diện chữ nhật
 - + TR : Cột tiết diện tròn
 - + CV : Thép bố trí đều trên chu vi
 - + R2 : Thép tập trung theo phương T2
 - + R3 : Thép tập trung theo phương T3
 - + T_2, T_3 : Lần lượt là kích thước cột theo trục 2 và trục 3
 - + H_2, H_3 : Chiều cao thực tế của cột khi uốn quanh trục 3, trục 2
 - + N : Lực dọc trong cột
 - + M_2, M_3 : Mô men uốn quanh trục 2 và trục 3
 - + η_2, η_3 : Hệ số uốn dọc khi uốn quanh trục 2 và trục 3
 - + M_{2e}, M_{3e} : Mô men sau khi xét đến uốn dọc
 - + R_b : Cường độ bê tông (đã xét hệ số điều kiện làm việc)
 - + A_s : Diện tích cốt thép tính toán
- Quy định về áp dụng các hệ số điều kiện làm việc của bê tông
 - + Hệ số điều kiện làm việc khi đổ bê tông theo phương đứng, mỗi lớp dày trên 1.5m ($\gamma_{bs} = 0.85$)
 - + Hệ số quy đổi từ chiều cao thực sang chiều dài làm việc ($L_0 = k \times H, k = 0.80$)

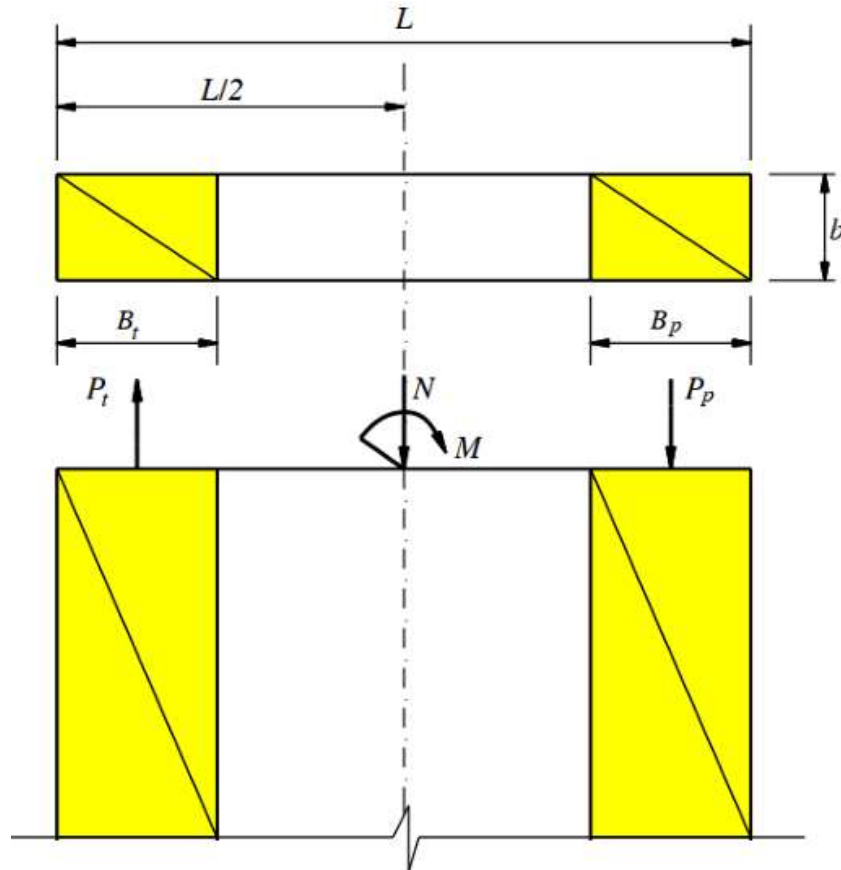
5.6.3. Tính toán vách khung trục 8

5.6.3.1 Lý thuyết tính toán

Cốt thép đặt ở vùng biên 2 đầu vách chịu toàn bộ moment (thiên về an toàn)

Ứng lực kéo do cốt thép chịu

Ứng lực nén do bê tông và cốt thép chịu



Lúc đó quy lực kéo và nén vào 2 vùng biên

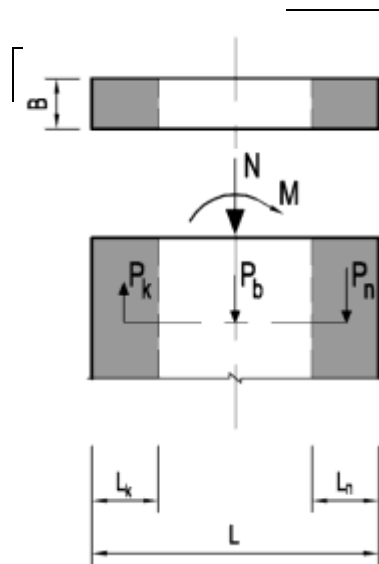
$$P_{l,r} = \frac{N}{A} A_b \pm \frac{M}{L - 0.5B_l - 0.5B_r}$$

Vùng biên tính toán như cấu kiện chịu nén, kéo đúng tâm, tính ra được diện tích cốt thép dọc A_{sl}, A_{sr} . Vùng giữa tính toán như cấu kiện chịu nén đúng tâm với lực nén bằng $N - P_l - P_r$, ra diện tích cốt thép dọc A_{sc}

TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG			
(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)			
Tên vách	V1(T2)		

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2200
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	550
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	550
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	1511.2	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	25.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	83.4	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	25.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	83.4	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	2834.8	
--------------------	-------	----	--------	--

- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	25.0	
- Khoảng cách	s	mm	150.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	72.0	OK

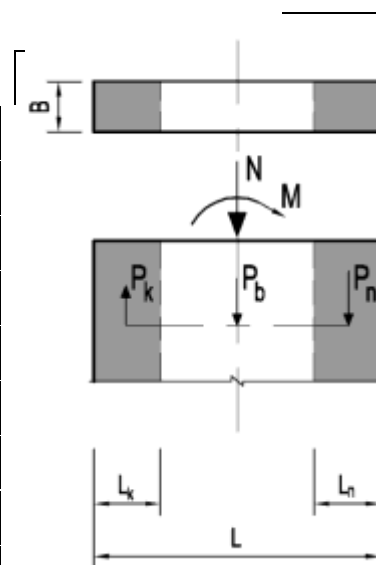
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V1(T3-T4)
-----------------	------------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2200
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	550
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	550
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	1511.2	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	20.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	53.4	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$

- Chọn thép	d	mm	20.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A _{s_prov}	cm ²	53.4	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P _b	kN	2834.8	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A _{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	20.0	
- Khoảng cách	s	mm	150.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A _{s_prov}	cm ²	46.1	OK

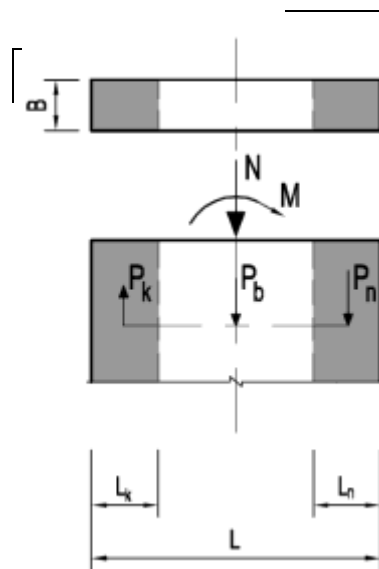
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V1 (T5-T8)
-----------------	-------------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2200
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L _n	mm	550
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L _k	mm	550
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R _b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R _s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P _n	kN	1192.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A _{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	16.0	

- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	34.2	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	16.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	34.2	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	2241.9	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	16.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	44.2	OK

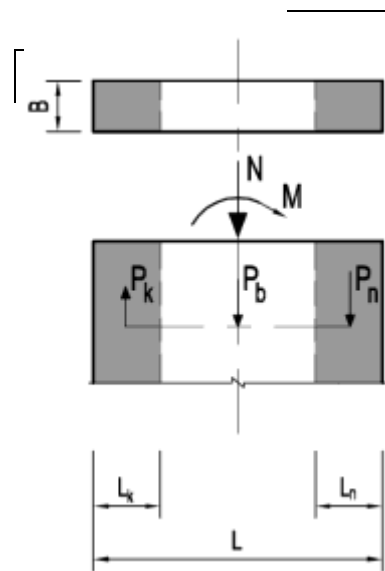
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V1 (T9-T12)
-----------------	--------------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2200
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	550
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	550
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	1192.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	14.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	26.2	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	14.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	26.2	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	2241.9	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	14.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	33.8	OK

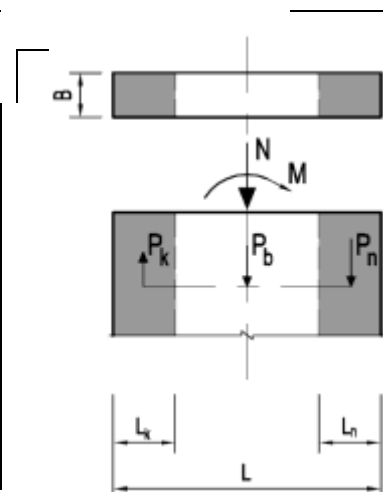
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V2(T2)
-----------------	---------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2500
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	625
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	625
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960



Vật liệu sử dụng				
- Cấp độ bền bê tông			B30	
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17	
- Nhóm cốt thép			CB400V	
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360	

Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	2247.5	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	22.0	
- Khoảng cách	s	mm	70.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	100.4	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	22.0	
- Khoảng cách	s	mm	70.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	100.4	OK

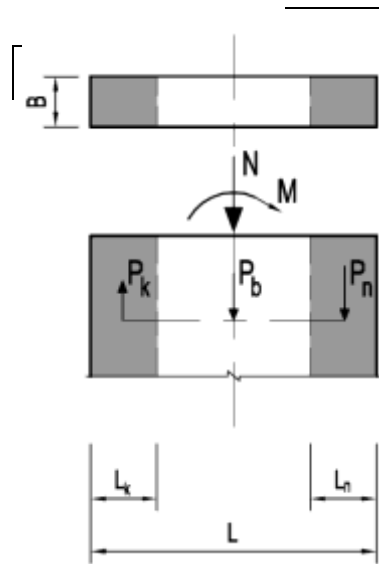
Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	4252.1	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	22.0	
- Khoảng cách	s	mm	110.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	86.4	OK

TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG			
(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)			
Tên vách	V2(T3-T4)		

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2500
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	625
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	625
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	2247.5	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	18.0	
- Khoảng cách	s	mm	70.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	67.2	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	18.0	
- Khoảng cách	s	mm	70.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	67.2	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	4252.1	
--------------------	-------	----	--------	--

- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	18.0	
- Khoảng cách	s	mm	110.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	57.8	OK

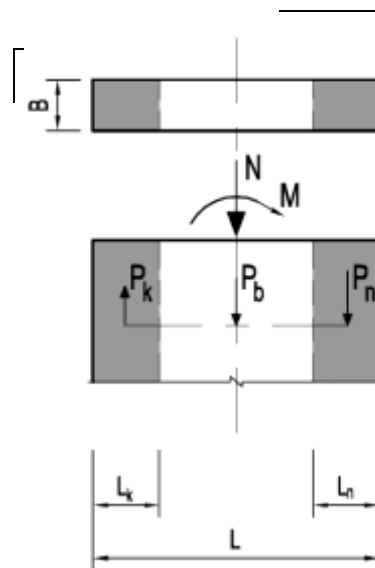
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V2(T5-T8)
-----------------	------------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2500
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	625
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	625
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	2661.6	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	16.0	
- Khoảng cách	s	mm	120.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	31.0	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	-19.4	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.5	$= P_k / R_s$

- Chọn thép	d	mm	16.0	
- Khoảng cách	s	mm	120.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A _{s_prov}	cm ²	31.0	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P _b	kN	4849.8	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A _{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	14.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A _{s_prov}	cm ²	38.5	OK

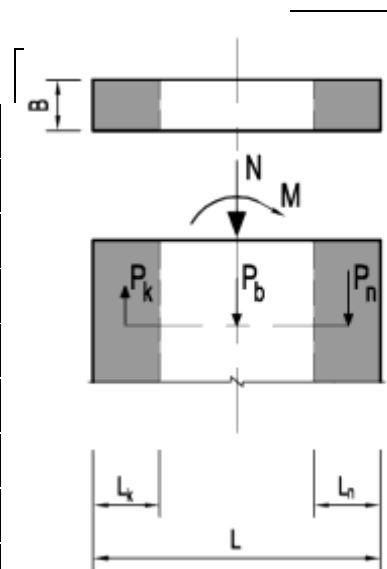
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V2(T9-T12)
-----------------	-------------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2500
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L _n	mm	625
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L _k	mm	625
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R _b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R _s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P _n	kN	2661.6	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A _{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	16.0	

- Khoảng cách	s	mm	120.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	31.0	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	-19.4	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.5	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	16.0	
- Khoảng cách	s	mm	120.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	31.0	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	4849.8	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	14.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	38.5	OK

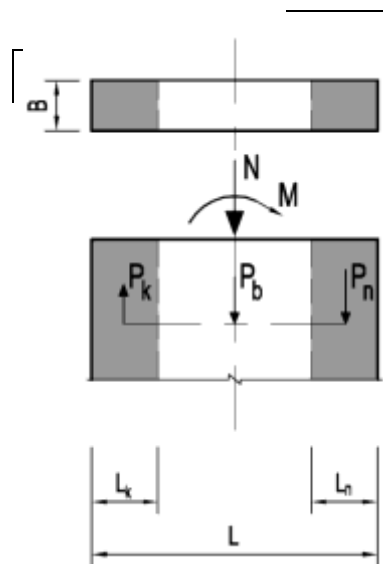
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V6(T2)
-----------------	---------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2000
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	500
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	500
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	1323.4	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	25.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	78.5	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	25.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	78.5	OK

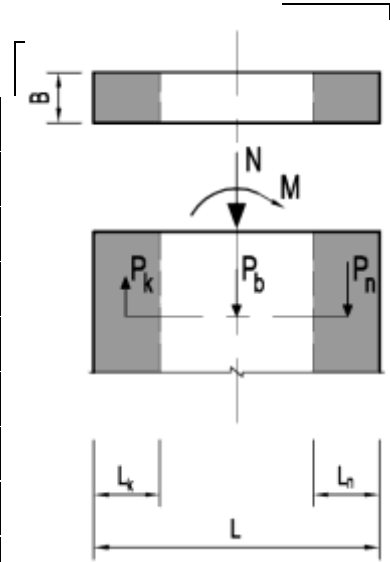
Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	2465.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	$A_{s_{rq}}$	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	20.0	
- Khoảng cách	s	mm	150.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	$A_{s_{prov}}$	cm ²	41.9	OK

TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG			
(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)			
Tên vách	V6(T3-T4)		

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2000
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	500
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	500
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	1323.4	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	20.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	50.2	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$
- Chọn thép	d	mm	20.0	
- Khoảng cách	s	mm	100.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	50.2	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	2465.0	
--------------------	-------	----	--------	--

- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	20.0	
- Khoảng cách	s	mm	150.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	41.9	OK

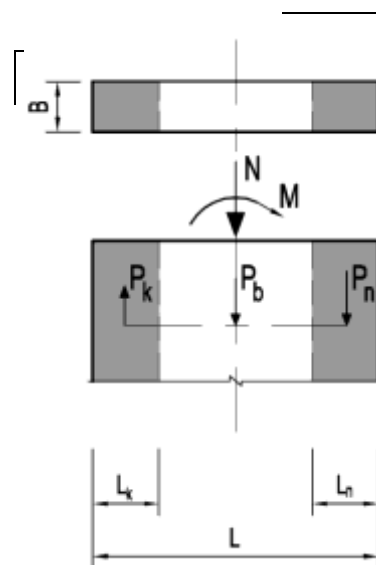
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V6(T5-T8)
-----------------	------------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2000
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L_n	mm	500
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L_k	mm	500
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R_b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R_s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P_n	kN	1044.1	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	18.0	
- Khoảng cách	s	mm	130.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	31.3	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	$= P_k / R_s$

- Chọn thép	d	mm	18.0	
- Khoảng cách	s	mm	130.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A _{s_prov}	cm ²	31.3	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P _b	kN	1949.5	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A _{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	14.0	
- Khoảng cách	s	mm	120.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A _{s_prov}	cm ²	25.6	OK

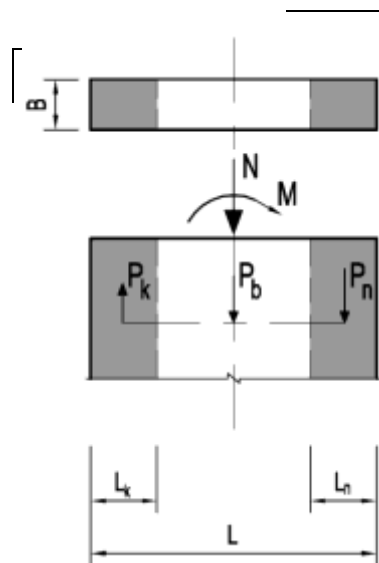
TÍNH TOÁN KIỂM TRA VÁCH PHẪNG

(Theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men)

Tên vách	V6(T9-T12)
-----------------	-------------------

1. Các thông số tính toán

Kích thước vách			
- Chiều rộng	B	mm	300
- Chiều dài	L	mm	2000
- Chiều dài vùng biên chịu nén	L _n	mm	500
- Chiều dài vùng biên chịu kéo	L _k	mm	500
- Chiều cao vách	H	mm	3500
- Độ mảnh cùng vùng biên chịu nén	l		28.3
- Hệ số uốn dọc cho vùng biên chịu nén	j		0.960
Vật liệu sử dụng			
- Cấp độ bền bê tông			B30
- Cường độ chịu nén của bê tông	R _b	MPa	17
- Nhóm cốt thép			CB400V
- Cường độ của cốt thép	R _s	MPa	360



Tính toán kiểm tra cốt thép

Cốt thép cho vùng biên chịu nén

- Lực nén lớn nhất	P _n	kN	1044.1	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A _{s_rq}	cm ²	0.0	$= (P_n / j - R_b * B * L_n) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	18.0	

Thiết kế kết cấu công trình chung cư xã hội cho người có công với cách mạng

- Khoảng cách	s	mm	130.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	31.3	OK

Cốt thép cho vùng biên chịu kéo

- Lực kéo lớn nhất	P_k	kN	0.0	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	= P_k / R_s
- Chọn thép	d	mm	18.0	
- Khoảng cách	s	mm	130.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	31.3	OK

Cốt thép cho vùng trung gian

- Lực nén lớn nhất	P_b	kN	1949.5	
- Diện tích cốt thép yêu cầu	A_{s_rq}	cm ²	0.0	= $(P_n / j - R_b * B * (L - L_n - L_k)) / R_s$
- Chọn thép	d	mm	14.0	
- Khoảng cách	s	mm	120.0	
- Diện tích cốt thép bố trí	A_{s_prov}	cm ²	25.6	OK

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 8

6.1. Điều kiện địa chất công trình

6.1.1. Địa tầng

Bảng 6.1. Khảo sát địa tầng địa chất

Lớp	Loại đất	Chiều dày	γ_w	γ_h	W	W_{nh}	W_d	N_{30}		C	a	E
		m	g/cm ³	g/cm ³	%	%	%			Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
1	Cát hạt trung	7.5	1.89	2.65	23.8	-	-	15	31°56'	0.005	0.01	155.73
2	Sét dẻo	6.6	1.699	2.663	45.16	49.79	27.2	5	3°39'	0.08	0.085	26.17
3	Sét	8.8	1.887	2.668	22.2	36.53	17.59	8	20°40'	0.245	0.043	75.35
4	Sét pha	4.7	1.98	2.7	21.73	30.13	16.62	20	14°51'	0.233	0.015	180.5
5	Cát thô lẫn sỏi cuội	5	1.962	2.633	18.08	-	-	50	37°30'	-	-	342.2
6	Sét	-	1.802	2.68	35.58	46.78	23.24	9	8°36'	0.142	0.05	62.3

- Trong đó:
 - + γ_w (g/cm³): dung trọng tự nhiên lớp đất;
 - + γ_h (g/cm³): trọng lượng riêng của đất;
 - + W (%): độ ẩm của đất;
 - + W_{nh} (%): giới hạn nhão của đất;
 - + W_d (%): giới hạn dẻo của đất.;
 - + N_{30} : chỉ số SPT; ϕ (độ): góc nội ma sát của đất;
 - + c (kG/cm²): lực dính kết của đất;
 - + a (cm²/kG): hệ số nén lún; E (kG/cm²): môđun biến dạng.

6.1.1.1 Lớp đất 1: Cát hạt trung, có chiều dày 7.5 m

Tỷ trọng: $\Delta = \frac{26.5}{10} = 2.65$

Hệ số rỗng tự nhiên:

$$e_0 = \frac{\Delta \cdot \gamma_0 \cdot (1 + 0.01W\%)}{\gamma_w} - 1 = \frac{2.65 \times 10 \times (1 + 0.01 \times 23.8)}{18.9} - 1 = 0.736$$

Vì $e = 0.736 > 0.7 \rightarrow$ Đất ở trạng thái xốp

$$\text{Độ bão hòa nước: } G = \frac{0.01 \times W \times \Delta}{e} = \frac{0.01 \times 23.8 \times 2.65}{0.736} = 0.857$$

Vì $G = 0.857 > 0.8 \rightarrow$ Đất bão hòa nước

$$\text{Dung trọng đẩy nổi: } \gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_0}{1 + e} = \frac{(2.65 - 1) \times 10}{1 + 0.736} = 9.505 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Hệ số nén lún: $0.001 < a = 0.01 \leq 0.1$ (cm²/kG) \rightarrow Đất có tính nén lún trung bình

6.1.1.2 Lớp đất 2 : Sét dẻo, chiều dày 6.6m

Độ sệt:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} = \frac{45.16 - 27.2}{49.79 - 27.2} = 0.795$$

Vì $0.75 < B = 0.795 \leq 1 \rightarrow$ Đất ở trạng thái dẻo chảy.

$$\text{Tỷ trọng: } \Delta = \frac{26.6}{10} = 2.66$$

Hệ số rỗng tự nhiên

$$e_0 = \frac{\Delta \cdot \gamma_0 \cdot (1 + 0.01W\%)}{\gamma_w} - 1 = \frac{2.66 \times 10 \times (1 + 0.01 \times 45.2)}{17} - 1 = 1.272$$

$$\text{Độ bão hòa nước: } G = \frac{0.01 \times W \times \Delta}{e} = \frac{0.01 \times 45.2 \times 2.66}{1.272} = 0.945$$

Vì $G = 0.945 > 0.8 \rightarrow$ Đất bão hòa nước

$$\text{Dung trọng đẩy nổi: } \gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_0}{1 + e} = \frac{(2.66 - 1) \times 10}{1 + 1.272} = 7.306 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Hệ số nén lún: $0.001 < a = 0.085 \leq 0.1$ (cm²/kG) \rightarrow Đất có tính nén lún trung bình

6.1.1.3 Lớp đất 3,4,5,6

Bảng 6.2. Đánh giá điều kiện các lớp đất

Lớp	Tên	Chiều dày (m)	B	Δ	E_0	G	γ (kN/m ³)	a (cm ² /Kg)	N _{SPT}
1	Cát hạt trung	7.5	-	2.65	0.736	0.857	9.505	0.01	15
2	Sét dẻo	6.6	0.795	2.66	1.272	0.945	7.306	0.085	5
3	Sét	8.8	0.243	2.67	0.726	0.816	9.676	0.043	8
4	Sét pha	4.7	0.378	2.7	0.66	0.888	10.241	0.015	20
5	Cát thô lẫn sỏi cuội	5.8	-	2.63	0.585	0.814	10.284	-	50
6	Sét	-	0.524	2.68	1.019	0.936	8.321	0.05	9

6.1.1.4 Kết luận

Lớp 1 là cát hạt trung ở trạng thái chặt vừa, bão hòa nước, có tính lún trung bình, khả năng chịu tải tương đối lớn, tuy nhiên công trình cao tầng có tải trọng lớn nên lớp đất này không thích hợp làm nền móng

Lớp 2 là sét ở trạng thái dẻo chảy, bão hòa nước, có khả năng chịu tải yếu, tính năng xây dựng yếu, có tính lún trung bình. Do đó không thể làm nền móng cho công trình

Lớp 3 là sét ở trạng thái nửa cứng, bão hòa nước, có khả năng chịu tải yếu, tính năng xây dựng yếu, có tính lún trung bình. Do đó không thể làm nền móng cho công trình

Lớp 4 là sét pha ở trạng thái dẻo, bão hòa nước, có khả năng chịu tải yếu, tính năng xây dựng yếu, có tính lún trung bình. Do đó không thể làm nền móng cho công trình

Lớp 5 là cát hạt thô lẫn sỏi sạn ở trạng thái chặt, bão hòa nước, có khả năng chịu tải lớn, mặt khác chiều dày lớp đất lớn, nằm ở độ sâu lớn, phù hợp để làm nền móng cho công trình cao tầng

Lớp 6 là đất sét ở trạng thái dẻo mềm, bão hòa nước, có khả năng chịu tải yếu, tính năng xây dựng yếu, có tính lún trung bình. Do đó không thích hợp làm nền móng cho công trình

6.1.2. Lựa chọn mặt cắt địa chất để tính móng

Trên mặt bằng chỉ bố trí một vài lỗ khoan, chưa mô tả được hết điều kiện địa chất ở dưới công trình. Tuy nhiên một cách gần đúng có thể xem nền đất tại mọi điểm của công trình có chiều dày và cấu tạo như mặt cắt địa chất điển hình với các chỉ tiêu cơ lý như trên. Do đó ta tính móng trên cơ sở mặt cắt địa chất trên.

6.1.3. Điều kiện thủy văn

Nước ngầm ở khu vực qua khảo sát dao động tùy theo mùa. Mực nước tĩnh mà ta khảo sát được nằm ở độ sâu 4.2m (cote -5.55m) so với mặt đất tự nhiên. Nếu thi công móng sâu, nước ngầm ít ảnh hưởng đến công trình

6.1.4. Lựa chọn giải pháp móng

Như đã phân tích ở trên, lớp đất 1,2 có chiều dày lớn, nhưng khả năng chịu tải và tính chất cơ lý không tốt, tương tự đối với lớp đất 3,4 cũng là lớp đất yếu, có chiều dày nhỏ. Ta nhận thấy chỉ có lớp đất 5 (cát thô lẫn sỏi sạn) là lớp đất nằm ở dưới sâu, có chiều dày lớn, có khả năng chịu tải lớn phù hợp với các công trình cao tầng

Theo các điều kiện địa chất ở trên và khả năng thi công hiện nay ta có thể sử dụng phương án móng cọc nhồi hoặc móng cọc ép

- Cọc ép :

Nếu dùng móng cọc ép (ép trước) có thể cho cọc đặt vào lớp đất 6, việc hạ cọc sẽ gặp khó khăn khi cần phải xuyên các lớp 3,4 có chiều sâu lớn, có thể phải khoan dẫn

+ Ưu điểm: giá thành rẻ, thích hợp với điều kiện xây chen, không gây chấn động đến các công trình xung quanh. Dễ kiểm tra, chất lượng của từng đoạn cọc được thử dưới lực ép.

+ Nhược điểm: kích thước và sức chịu tải của cọc bị hạn chế do tiết diện cọc, chiều dài cọc không có khả năng mở rộng và phát triển do thiết bị thi công cọc bị hạn chế hơn so với các công nghệ khác, thời gian thi công kéo dài, hay gặp độ chối giả khi đóng. Với quy mô của công trình sẽ gặp không ít khó khăn.

- Cọc khoan nhồi :

Nếu dùng móng cọc khoan nhồi, có thể đặt cọc lên lớp cát thô lẫn cùi sỏi, hoặc đặt vào lớp cát hạt trung tùy thuộc vào điều kiện cân bằng sức chịu tải của cọc tính theo cường độ vật liệu cọc và tính theo cường độ đất nền.

Cọc nhồi có các ưu, nhược điểm sau:

- Ưu điểm :
 - + Có thể đạt đến chiều sâu hàng trăm mét (không hạn chế như cọc ép), do đó phát huy được triệt để đường kính cọc và chiều dài cọc.
 - + Có khả năng tiếp thu tải trọng lớn. Có khả năng xuyên qua các lớp đất cứng.
 - + Đường kính cọc lớn làm tăng độ cứng ngang của công trình.
 - + Cọc nhồi khắc phục được các nhược điểm như tiếng ồn, chấn động ảnh hưởng đến công trình xung quanh; chịu được tải trọng lớn ít làm rung động nền đất, mặt khác công trình có chiều cao khá lớn (39.9m) nên nó cũng giúp cho công trình giữ ổn định rất tốt.
- Nhược điểm
 - + Giá thành móng cọc khoan nhồi tương đối cao
 - + Công nghệ thi công cọc đòi hỏi kỹ thuật cao, các chuyên gia có kinh nghiệm
 - + Biện pháp kiểm tra chất lượng bê tông cọc thường phức tạp, tốn kém. Khi xuyên qua các vùng có hang hốc Kas-tơ hoặc đá nẻ phải dùng ống chống để lại sau khi đổ bê tông do đó giá thành sẽ đắt
 - + Ma sát bên thân cọc có phần giảm đi đáng kể so với cọc đóng và cọc ép do công nghệ khoan tạo lỗ
 - + Chất lượng cọc chịu ảnh hưởng nhiều của quá trình thi công cọc
 - + Khi thi công công trình kém sạch sẽ khô ráo

→ Kết luận : Lựa chọn giải pháp cọc ép trước hay cọc khoan nhồi cho công trình cần dựa trên việc so sánh các chỉ tiêu kinh tế, kỹ thuật thực tế của các phương án. Căn cứ tải trọng công trình truyền xuống móng, đặc điểm địa chất thủy văn và căn cứ việc phân tích ưu nhược điểm của các phương án móng như trên ta quyết định sử dụng phương án móng cọc khoan nhồi thiết kế cho công trình.

6.2. Thiết kế móng cọc khoan nhồi

6.2.1. Các giả thiết tính toán

- Tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.
- Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn đứng riêng rẽ, không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.

- Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với đài cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một móng khối qui ước bao gồm cọc, đài cọc, và phần đất giữa các cọc.
- Vì việc tính toán móng khối qui ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số momen của tải trọng ngoài tại đáy móng khối qui ước được lấy giảm đi một cách gần đúng bằng trị số moment của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.
- Đài cọc và cọc xem như tuyệt đối cứng.
- Giằng móng làm việc như dầm trên nền đàn hồi, giằng truyền một phần tải trọng đứng xuống đất và một phần truyền vào đài. Tuy nhiên, lực truyền này khá nhỏ. Ngoài ra, theo sơ đồ tính khung ta coi cột và móng ngàm cứng nên một cách gần đúng ta bỏ qua sự làm việc của giằng và trọng lượng bản thân của giằng móng.

6.2.2. Thiết kế móng M1

Tải trọng tác dụng xuống móng được lấy tại các vị trí chân cột. Do khi tính toán khung dùng tải trọng tính toán nên nội lực trong khung là nội lực tính toán. Để đơn giản, giá trị nội lực tiêu chuẩn có thể được suy ra từ nội lực tính toán như sau: $NL^{tc} = \frac{NL^t}{1.15}$

Với 1.15: hệ số vượt tải trung bình

Các tổ hợp nội lực nguy hiểm cho móng được thể hiện qua bảng sau

Bảng 6.3. Tổ hợp nội lực tính toán tác dụng lên móng M1

Móng M1	Nội lực	Tổ hợp nội lực tính toán		
		$ M_x _{\max}$	$ M_y _{\max}$	$ N _{\max}$
		M_y^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, M_y^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}
Cột Trục 8	$M_x(\text{kN.m})$	-132.86	-83.289	-104.143
	$M_y(\text{kN.m})$	-0.014	-28.697	-0.014
	$N(\text{kN})$	7757.215	6750.209	7767.548
	$Q_x(\text{kN})$	-0.005	-11.923	-0.005
	$Q_y(\text{kN})$	120.432	88.423	110.552

Bảng 6.4. Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn móng M1

Móng M1	Nội lực	Tổ hợp nội lực tính toán		
		$ M_x _{\max}$	$ M_y _{\max}$	$ N _{\max}$
		M_y^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, M_y^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}
Cột Trục 8	$M_x(\text{kN.m})$	-115.533	-72.426	-90.559
	$M_y(\text{kN.m})$	-0.012	-24.955	-0.012
	$N(\text{kN})$	6745.405	5869.747	6754.390
	$Q_x(\text{kN})$	-0.004	-10.368	-0.004
	$Q_y(\text{kN})$	104.723	76.890	96.132

Ta chọn cặp nội lực có N_{\max}, M_{tu}, Q_{tu} dưới cột trục B để tính toán, sau đó kiểm tra với các cặp nội lực còn lại.

Tải trọng tính toán: $N_0^t = 7767.548$ (kN); $M_{0x}^t = -104.143$ (kN.m); $M_{0y}^t = -0.014$ (kN.m); $Q_{0x}^t = -0.005$ (kN); $Q_{0y}^t = 110.552$ (kN)

Tải trọng tiêu chuẩn: $N_0^{tc} = 6754.390$ (kN); $M_{0x}^{tc} = -90.559$ (kN.m); $M_{0y}^{tc} = -0.012$ (kN.m); $Q_{0x}^{tc} = -0.004$ (kN); $Q_{0y}^{tc} = 96.132$ (kN)

6.2.2.1 Chọn đường kính cọc và chiều sâu chôn dài

a. Chọn đường kính cọc

→ Chọn cọc tiết diện tròn, đường kính $D = 1$ (m)

- Đối với cọc bê tông cốt thép đổ tại chỗ chịu nén dọc trục, hàm lượng cốt thép trong cọc nên chọn trong khoảng $\mu = (0.4 \div 0.65)\%$

→ Chọn 28Ø20

b. Chọn chiều sâu chôn dài

Độ sâu chôn của đáy dài: $hd \geq 2D + 10 = 150$ mm

Chọn sơ bộ chiều cao dài móng là $h_d = 2$ m. Công trình có 1 tầng hầm, cao trình sàn tầng hầm là -3.050m, mặt trên của dài cọc trùng với mặt sàn của tầng hầm (chưa hoàn thiện), từ đó ta có cao trình đáy dài là: $-(3.05 + 2 + 0.1) = -5.15$ (m)

c. Xác định chiều dài cọc

Căn cứ vào hình trụ địa chất và đánh giá điều kiện của đất nền ở bước trên, lựa chọn lớp đất 5 để đặt mũi cọc và chôn vào lớp đất 5 là 4 m.

→ Cao trình mũi cọc: -42.05m.

→ Độ sâu mũi cọc: 39.95m so với mặt sàn tầng hầm

→ Chiều dài tính toán của cọc: $L_t = 6.8 - 1.65 - 2 + 6 + 7 + 5.7 + 15.05 = 36.9$ (m)

→ Chiều dài thực tế phải thi công cọc là:

$$L_c = l_1 + l_2 + L_t + l_{mũi} = 0.6 + 0.15 + 36.9 + 0.3 = 37.95 \text{ (m)}$$

Trong đó:

+ l_1 : là chiều dài đoạn bê tông xốp đầu cọc đập bỏ, lấy $l_1 = 0.6$ (m);

+ l_2 : Chiều dài đoạn cọc chôn trong dài, lấy $l_2 = 0.15$ (m);

+ $l_{mũi}$: Chiều dài đoạn mũi cọc, lấy bằng 0.5 đường kính cọc, $l_{mũi} = 0.3$ (m)

6.2.2.2 Sức chịu tải của cọc

a. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được xác định theo công thức:

$$R_{c,a(vl)} = \varphi(A_s R_s + A_b R_b)$$

- Trong đó :

$$A_s = \frac{4\pi d^2}{4} = \frac{4\pi \cdot 16^2}{4} = 804.27(\text{mm}^2)$$

Hệ số uốn dọc của cọc được tính như sau: $\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$

Theo TCVN 10304:2014 thì khi tính toán theo cường độ vật liệu. cho phép xem coi như một thanh ngàm cứng trong đất tại tiết diện nằm cách đáy đài một khoảng 1 được xác định như sau

Khi cọc chịu tải trọng công trình: $l_0 = \nu_0 l_0 = 0,5 \cdot 37,95 = 18,975(\text{m})$

$$\lambda = \frac{l_0}{D} = \frac{18,975}{1} = 18,975 \text{ với } D \text{ là cạnh của cọc } D = 1\text{m}$$

$$\rightarrow \varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda = 0,975$$

$$R_{c,a(vl)} = 0,975 \cdot (8,04 \cdot 3500 + 2830 \cdot 170) / 100 = 3321,91\text{kN}$$

b. Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

Sức chịu tải trọng nén cực hạn được xác định bằng công thức:

$$R_{c,u} = \gamma_c \cdot (\gamma_{cq} \cdot q_b \cdot A_b + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i)$$

- Trong đó

+ $\gamma_c = 1$: là hệ số điều kiện làm việc của cọc

+ $\gamma_{cq} = 0,9$: Là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc với trường hợp bê tông đổ dưới nước

+ $A_b = 0,283 \text{ (m}^2\text{)}$: là diện tích tiết diện ngang mũi cọc

+ $u = 1,885 \text{ (m)}$: là chu vi tiết diện ngang thân cọc

+ q_b : là cường độ sức kháng mũi của đất dưới mũi cọc, lấy theo “điều 7.2.3.2 TCVN 10304 – 2014 [22]”: $q_b = 0,75 \times \alpha_4 \times (\alpha_1 \times \gamma_1' \times d + \alpha_2 \times \alpha_3 \times \gamma_1 \times h)$

+ Với góc ma sát trong ở lớp đất 5 là: $\varphi_5 = 37^\circ 30'$, tra bảng 6 TCVN 10304 – 2014, ta được $\alpha_1 = 119.7$; $\alpha_2 = 201.4$; $\alpha_3 = 0.855$ với $h/d = 25.85/0.6 = 43.1 > 25$; $\alpha_4 = 0.222$ với $D=1$ (m)

+ $\gamma'_I = \gamma_{dn5} = 10.284$ (kN/m³): là dung trọng tính toán của nền đất dưới mũi cọc (có xét đến đáy nôi).

+ γ_I : là dung trọng tính toán trung bình của các lớp đất ở trên mũi cọc (có xét đến đáy nôi).

$$\gamma_I = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{18.9 \times 2.55 + 9.5 \times 2.6 + 7.31 \times 6 + 9.67 \times 7 + 10.24 \times 5.7 + 10.3 \times 4}{2.55 + 2.6 + 6 + 7 + 5.7 + 4} = 10.3 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

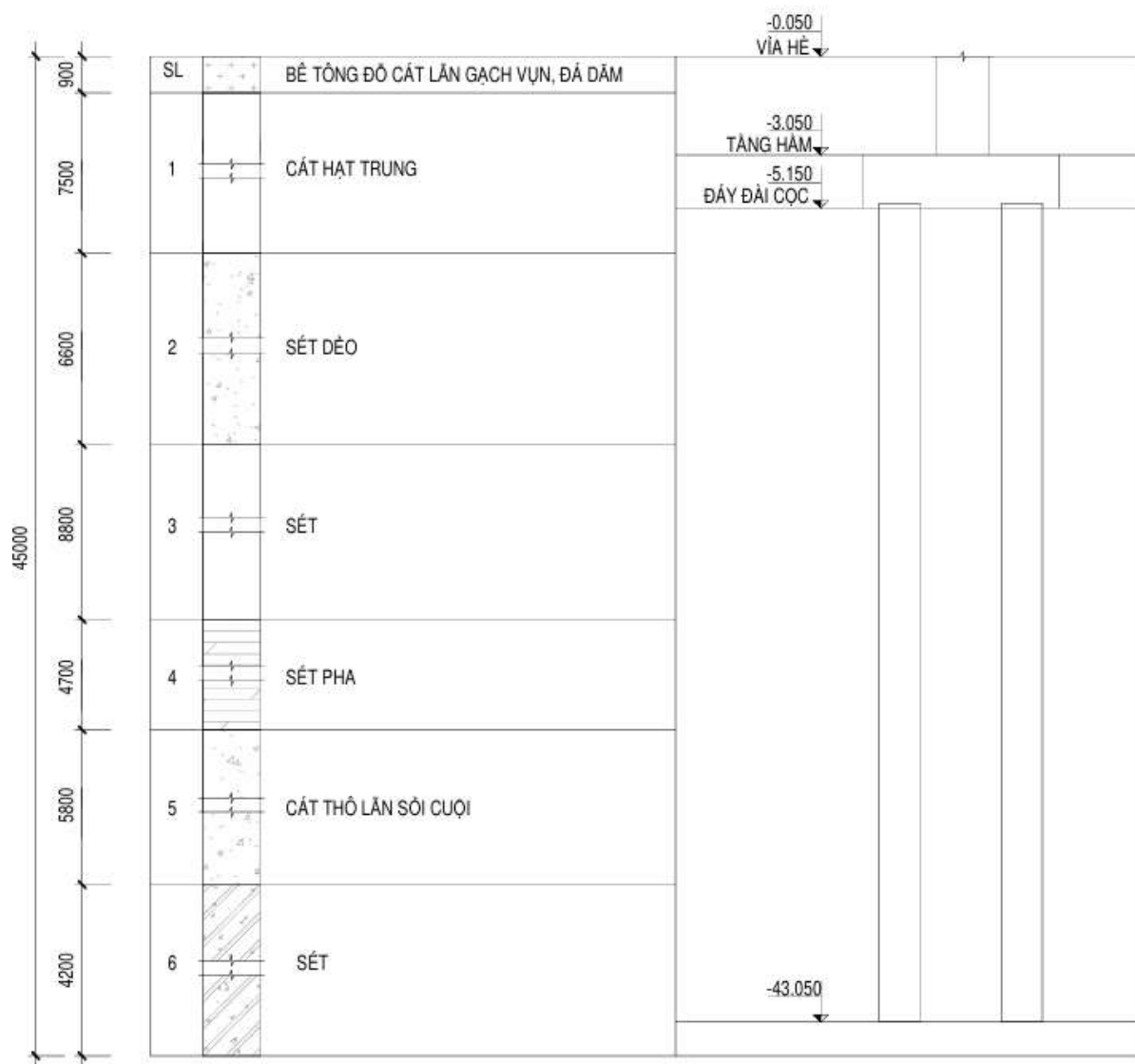
+ $d = 1$ (m): là đường kính cọc

+ $h = 37.95$ (m): là chiều sâu hạ cọc, kể từ mặt đất tự nhiên hoặc mặt đất thiết kế (khi có thiết kế đào đất) tới mũi cọc.

$$\rightarrow q_b = 0.75 \times 0.222 \times (119.7 \times 10.284 \times 1 + 201.4 \times 0.855 \times 10.3 \times 37.95) = 8347.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Ma sát của đất với bề mặt xung quanh cọc xác định bằng cách chia lớp đất thành các lớp phân tố có chiều dày ≤ 2 m.

Ta có sơ đồ tính toán như sau:



Hình ảnh 6.1. Sơ đồ xác định thành phần ma sát quanh thân cọc

Từ sơ đồ tính trên, kết hợp tra “bảng 3, bảng 5 TCVN 10304 – 2014 [22]” ta được bảng sau:

Bảng 6.5. Thành phần ma sát quanh thân cọc

Lớp đất	B(Độ chặt)	Chiều dày	$Z_i(m)$	γ_{cf}	$f_i(kN / m^2)$	$f_i\gamma_{cf}l_i(kN / m)$
		$l_i(m)$				
1	Chặt vừa	2	3	0.9	48	86.41
	Chặt vừa	1.15	4.575	0.9	55.23	69.58
2	0.8	2	6.15	0.8	8	12.8

	0.8	2	8.15	0.8	8	12.8
	0.8	2	10.15	0.8	8	12.8
3	0.24	2	12.15	0.8	59.38	95.08
	0.24	2	14.15	0.8	51.86	98.97
	0.24	2	16.15	0.8	64.42	103.07
	0.24	2	17.65	0.8	66.21	52.96
4	0.38	2	19.15	0.8	40.65	65.04
	0.38	2	21.15	0.8	41.84	66.94
	0.38	1.7	23	0.8	42.97	58.43
5	Chặt	2	24.85	0.9	86.22	155.21
	Chặt	2	26.85	0.9	88.25	155.86
Tổng						1049.15

Từ đó, sức chịu tải trọng nén cực hạn:

$$R_{c,u} = 1 \times (0.9 \times 8347.36 \times 0.283 + 1.885 \times 1049.15) = 4103.72 \text{ (kN)}$$

c. Sức chịu tải thiết kế của cọc

Giá trị tiêu chuẩn sức chịu tải của cọc: $R_{c,k} = \min(R_{c,u}) = 4103.72 \text{ (kN)}$

Giá trị tính toán sức chịu tải của cọc: $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k} = \frac{4103.72}{1.75} = 6344.98 \text{ (kN)}$

Giá trị sức chịu tải cho phép của cọc:

$$R_c = \frac{\gamma_0}{\gamma_n} \cdot R_{c,d} = \frac{1.15}{1.15} \times 6344.98 = 6344.98 \text{ (kN)}$$

Giá trị sức chịu tải theo vật liệu: $R_{vl} = 7321.9 \text{ (kN)}$

Sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{ctk} = \min(R_c, R_{vl}) = 6344.98 \text{ (kN)}$

- Trong đó :
 - + γ_k : móng có 1 đến 5 cọc $\rightarrow \gamma_k = 1.75$
 - + γ_0 : là hệ số điều kiện làm việc kể đến sự tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, đối với móng nhiều cọc $\rightarrow \gamma_0 = 1.15$
 - + γ_n : hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình $\rightarrow \gamma_n = 1.15$ đối với công trình quan trọng cấp II

6.2.2.3 Xác định kích thước đài, số lượng cọc và bố trí cọc

a. Xác định diện tích đáy đài

Áp lực tính toán do phản lực đầu cọc tác dụng lên đáy đài:

$$P'' = \frac{P_{tk}}{(3d)^2} = \frac{2344.98}{(3 \times 0.6)^2} = 723.76 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Diện tích yêu cầu của đài:

$$A_d = \frac{N_0''}{P'' - n \cdot \gamma_{tb} \cdot h} = \frac{7767.548}{723.76 - 1.1 \times 25 \times 2} = 11.41 (\text{m}^2)$$

- Trong đó:
 - + N_0'' : tổng tải tọng tính toán xác định đến đỉnh đài (kN)
 - + h: chiều sâu đặt đáy đài (m)
 - + γ_{tb} : trị trung bình của trọng lượng riêng đài cọc và đất trên đài,
 - + n: hệ số vượt tải, n= 1.1

b. Xác định số lượng cọc

Kích thước đáy đài phụ thuộc vào số cọc bố trí theo đúng quy định và tải trọng công trình, sơ bộ kích thước đáy đài: $A \times B \times h_d = 5 \times 2.3 \times 2$ (m)

Trọng lượng bản thân của đài

$$G_d = n \times \gamma_{BTCT} \times A \times B \times h_d = 1.1 \times 25 \times 5 \times 2.3 \times 2 = 635.8 \text{ (kN)}$$

Tổng lực dọc tính toán tại đáy đài

$$\sum N_u = N_u^0 + G_d = 7767.548 + 635.8 = 8403.348 \text{ (kN)}$$

→ Số lượng cọc cần thiết: $n_c = \beta \cdot \frac{\sum N_{tt}}{R_{ctk}} = 1.15 \times \frac{8403.348}{6344.98} = 1.52$

→ Chọn $n_c = 2$ cọc.

Trong đó: $\beta = (1 \div 1.5)$: là hệ số kinh nghiệm kể đến ảnh hưởng của momen, tải trọng ngang và số lượng cọc trong đài → lấy $\beta = 1.15$

c. Chọn tiết diện đài và bố trí cọc

Sơ bộ bề rộng đáy đài: $b = x + 2 \times c = 190 + 2 \times 75 = 340$ cm.

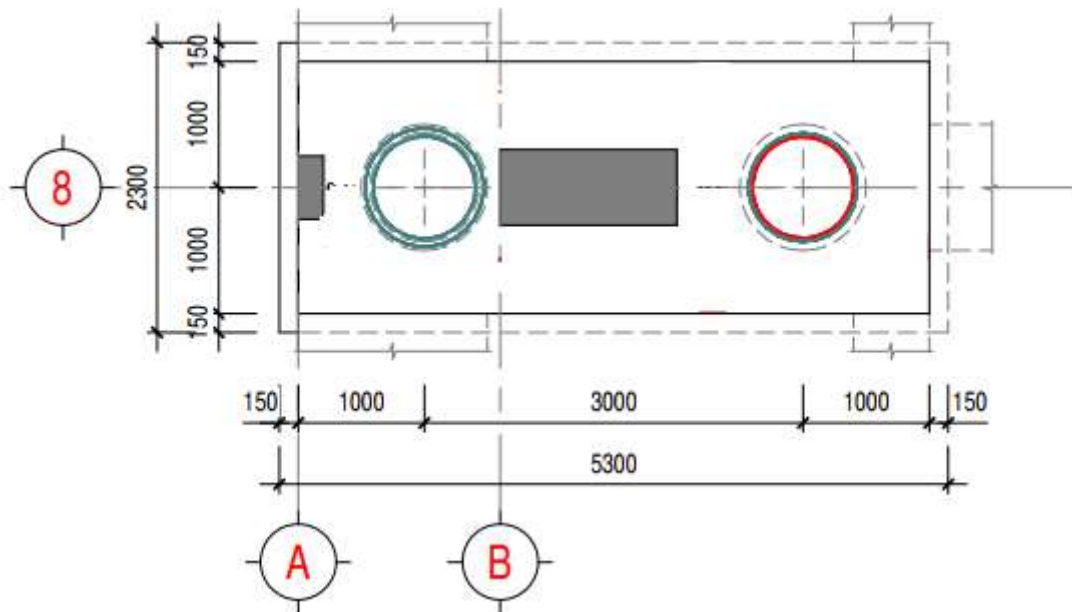
Với x: là khoảng cách các tim cọc: $3D = 3 \times 100 = 300$ cm

Với c: là khoảng cách từ tim cọc đến mép đài: $c \geq 0.7D = 0.7 \times 100 = 70$ cm

→ Chọn $c = 100$ cm.

Diện tích yêu cầu của đài $A_d = 9.5$ m² và số cọc bố trí là 2

Nên kích thước đài : $a \times b = 2 \times 5 = 10$ m² > 9.5 m²



Hình ảnh 6.2. Sơ đồ bố trí cọc móng M1

6.2.2.4 Kiểm tra điều kiện áp lực xuống đỉnh cọc

Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} P_{tt}^{\max} = P_0^{\max} + G_c < R_{c,d} \\ P_0^{\min} > 0 \end{cases}$$

Trong đó: P_0^{\max} ; P_0^{\min} lần lượt là là áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

Áp lực tác dụng xuống đầu cọc được xác định bằng công thức

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n_c} \pm \frac{M_x'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_y'' \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

• Trong đó

+ $n_c = 2$ là số lượng cọc trong móng

+ x_i, y_i (m): khoảng cách từ trục cọc thứ i đến các trục đi qua trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài (xem sơ đồ bố trí cọc).

$$x_i = y_i = 0.95 \text{ m} \Rightarrow \sum x_i^2 = \sum y_i^2 = 3.61 \text{ m}^2$$

Momen tính toán tại đáy đài quanh trục x-x

$$M_x'' = M_{ox}'' + Q_{oy}'' \times h_d = |-104.1 + 110.55 \times 2| = 325.2 \text{ (kN.m)}$$

Momen tính toán tại đáy đài quanh trục y-y

$$M_y'' = M_{oy}'' + Q_{ox}'' \times h_d = |-0.014 + -0.005 \times 2| = 0.024 \text{ (kN.m)}$$

Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài

$$\sum N'' = N''^0 + G_d = 7767.548 + 635.8 = 8403.348 \text{ (kN)}$$

Thay số vào ta có

$$\text{Cọc 1 : } P_1'' = \frac{8403.348}{4} + \frac{325.2 \times 0.95}{3.61} + \frac{0.024 \times 0.95}{3.61} = 2110.42 \text{ (kN)}$$

$$\text{Cọc 2 : } P_2'' = \frac{8403.348}{4} + \frac{325.2 \times 0.95}{3.61} - \frac{0.024 \times 0.95}{3.61} = 2110.41 \text{ (kN)}$$

– Trọng lượng bản thân cọc:

$$G_c = n \times \gamma_{BTCT} \times A_b \times L'' = 1.1 \times 25 \times 0.283 \times 25.85 = 201.17 \text{ (kN)}$$

Kiểm tra điều kiện

+ $P''^{\max} = 2110.42 + 201.17 = 2311.59 < R_{ctk} = 2344.98 \text{ (kN)} \rightarrow$ Cọc đủ khả năng chịu tải

+ $P_0^{\min} = 2015.25 > 0 \rightarrow$ Cọc không chịu nhô

→ Vậy số lượng cọc và khoảng cách cọc đã bố trí là hợp lý

• Kiểm tra với 2 cặp nội lực $M_{x\max}$ và $M_{y\max}$, kết quả được thể hiện ở bảng sau:

Bảng 6.6. Kết quả kiểm tra sức chịu tải của cọc đối cặp nội lực còn lại

Cột	Tổ hợp	N^{tt}	M_x^{tt}	M_y^{tt}	P_{max}^{tt}	P_{min}^{tt}	$P_{max}^{tt} + P_c$
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)	(kN)
Trục 8	M_{xmax}	7757.2	-132.9	-0.014	2127.72	2068.78	2328.89
	M_{ymax}	6750.2	-83.29	-28.7	1875.97	1817.03	2077.14

Cả 3 tổ hợp tải trọng của cột đều thoả mãn điều kiện (*). Vì tải trọng tác dụng lên cọc nhỏ hơn sức chịu tải tính toán của cọc nên thiết kế cọc như trên là hợp lý. Đồng thời, không xảy ra trường hợp cọc bị nhổ vì $P_{min} > 0$.

6.2.2.5 Kiểm tra cường độ nền đất dưới mặt phẳng mũi cọc

Để kiểm tra cường độ nền đất tại mặt phẳng mũi cọc ta coi cọc, đài cọc và phần đất giữa các cọc là một móng khối quy ước. Móng khối này có chiều sâu đáy móng từ mặt đất đến mặt phẳng đi qua mũi cọc.

Điều kiện kiểm tra: $\sigma_{max}^{tc} < 1.2 \times R^{tc}$
 $\sigma_{tb}^{tc} < R^{tc}$

a. Xác định kích thước của móng khối quy ước

- Góc ma sát trong trung bình của các lớp đất mà cọc đi qua

$$\varphi_{tb}^{tc} = \frac{\sum \varphi_i \times l_i}{\sum l_i} = \frac{31^\circ 56' \times 3.15 + 3^\circ 39' \times 6 + 20^\circ 40' \times 7 + 14^\circ 51' \times 5.7 + 38^\circ 57' \times 4}{3.15 + 6 + 7 + 5.7 + 4} = 20^\circ$$

- Xác định góc mở so với trục thẳng đứng kê từ mép ngoài của hàng cọc ngoài cùng

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}^{tc}}{4} = \frac{20^\circ}{4} = 5^\circ$$

- Các cạnh của đáy móng khối quy ước

$$A_{qu} = A_1 + 2 \times L_{tt} \times tg \alpha = 2.5 + 2 \times 37.95 \times tg(5^\circ) = 7.05 \text{ (m)}$$

$$B_{qu} = B_1 + 2 \times L_{tt} \times tg \alpha = 2.5 + 2 \times 37.95 \times tg(5^\circ) = 7.05 \text{ (m)}$$

$$\rightarrow F_{qu} = 7.05 \times 7.05 = 49.7 \text{ (m}^2\text{)}$$

Chiều cao của khối quy ước: $h_{qu} = 37.95 \text{ (m)}$

b. Xác định tải trọng thẳng đứng tại đáy móng khối quy ước

Tải trọng này bao gồm: đài cọc, cọc và các lớp đất nằm trong phạm vi móng khối quy ước được tính toán như sau

Trọng lượng đài cọc

$$G_d = n \times \gamma_{BTCT} \times A \times B \times h_d = 1.1 \times 25 \times 3.4 \times 3.4 \times 2 = 635.8(kN)$$

Trọng lượng mỗi cọc

$$G_c = n \times \gamma_{BTCT} \times A_b \times L_u = 1.1 \times 25 \times 0.283 \times 25.85 = 201.17(kN)$$

Trọng lượng lớp trong móng khối quy ước đất 1 (từ mực nước ngầm đến mặt đất tự nhiên)

$$G_1 = (7.05 \times 7.05 \times 4.2 - 3.4 \times 3.4 \times 2) \times 18.9 = 3508.42(kN)$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp 1 từ mực nước ngầm đến hết lớp 1

$$G_1' = (F_{qu} - 4.F_c).h. \gamma_{dn1} = (49.7 - 4 \times \pi 0.3^2) \times 2.6 \times 9.5 = 1199.65 (kN).$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp thứ 2

$$G_2 = (F_{qu} - 4.F_c).h_2. \gamma_{dn2} = (49.7 - 4 \times \pi 0.3^2) \times 6 \times 7.3 = 2127.32 (kN).$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp thứ 3

$$G_3 = (F_{qu} - 4.F_c).h_3. \gamma_{dn3} = (49.7 - 4 \times \pi 0.3^2) \times 7 \times 9.6 = 3263.84 (kN).$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp thứ 4

$$G_4 = (F_{qu} - 4.F_c).h_4. \gamma_{dn4} = (49.7 - 4 \times \pi 0.3^2) \times 5.7 \times 10.24 = 2834.88 (kN).$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp thứ 5

$$G_5 = (F_{qu} - 4.F_c).h_5. \gamma_{dn5} = (49.7 - 4 \times \pi 0.3^2) \times 4.5 \times 10.2 = 2229.31 (kN).$$

Trọng lượng các lớp đất: $G_d = G_1 + G_1' + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 15163.42 (kN)$

Trọng lượng của móng khối quy ước

$$N_d^{qu} = G_d + 4.G_c + G_{dat} = 635.8 + 4 \times 201.17 + 15163.42 = 16611.7(kN)$$

c. Xác định áp lực tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{\sigma_d^{\max} + \sigma_d^{\min}}{2}$$

- Trong đó:

+ $\sigma_d^{\max}, \sigma_d^{\min}$: Ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất tại đáy móng khối quy ước:

$$+ \sigma_d^{\max, \min} = \frac{N_z^{tc}}{A_{qu} \cdot B_{qu}} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{B_{qu}} \pm \frac{6 \cdot e_y}{A_{qu}} \right) (*)$$

Lực dọc tiêu chuẩn xác định đến đáy khối móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = N_0^{tc} + N_d^{qu} = 6436.07 + 16611.7 = 23047.77 \text{ (kN)}$$

Moment tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước:

$$M_{xqu}^{tc} = M_{ox}^{tc} + Q_{oy}^{tc} \cdot H_{qu} = -127.25 - 102.6 \times 37.95 = -2984.66 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{yqu}^{tc} = M_{oy}^{tc} + Q_{ox}^{tc} \cdot H_{qu} = -0.41 - 0.2 \times 37.95 = -5.98 \text{ (kN.m)}$$

Độ lệch tâm

$$+ \text{Theo trục x: } e_x = \frac{M_y^{tc}}{\sum N^{tc}} = \frac{-5.98}{23047.77} = 0.00026(m)$$

$$+ \text{Theo trục y: } e_y = \frac{M_x^{tc}}{\sum N^{tc}} = \frac{-2984.66}{23047.77} = -0.129(m)$$

Từ công thức (*) ta có

$$\sigma_{\max} = \frac{23047.77}{7.05 \times 7.05} \left(1 - \frac{6 \times (-0.129)}{7.05} - \frac{6 \times (-0.00026)}{7.05} \right) = 514.7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{23047.77}{7.05 \times 7.05} \left(1 + \frac{6 \times (-0.129)}{7.05} + \frac{6 \times (-0.00026)}{7.05} \right) = 412.7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Áp lực tiêu chuẩn trung bình ở đáy khối quy ước

$$\sigma^{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{514.7 + 412.7}{2} = 463.7 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

d. Cường độ của đất nền tại đáy móng khối quy ước

Cường độ của đất nền tại đáy móng khối quy ước được xác định bằng công thức:

$$R^{tc} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} \cdot (A \cdot B_{qu} \cdot \gamma + B \cdot H_{qu} \cdot \gamma' + D \cdot c)$$

- Trong đó:

- + m_1 : là hệ số làm việc của đất nền, đất tại đáy móng khối quy ước là cát hạt thô
 $\rightarrow m_1 = 1.4$ Tra “bảng 15 TCVN 9362 – 2012 [20]”
- + m_2 : là hệ số tương tác giữa nền và công trình, với nhà cao tầng có $L/H \leq 1.5$
 $\rightarrow m_2 = 1$ Tra “bảng 15 TCVN 9362 – 2012 [20]”
- + k_{tc} : là hệ số tin cậy đối với các chỉ tiêu cơ lý, với chỉ tiêu cơ lý được xác định bằng thí nghiệm trực tiếp $\rightarrow k_{tc} = 1$
- + A, B, D : là các hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất tại đáy móng khối quy ước, với $\varphi_5 = 37^\circ 30'$ \rightarrow Tra “bảng 14 TCVN 9362 – 2012 [20]”, ta được:
 $A = 2.26; B = 10.08; D = 11.23$
- + c : lực dính kết đơn vị của đất tại đáy móng $\rightarrow c = 0$
- + $\gamma = \gamma_{dn5} = 10.284$ (kN/m³): là dung trọng của đất ngay tại đáy móng.
- + $\gamma' = 10.3$ (kN/m³): là dung trọng trung bình của đất từ đáy móng trở lên.
- + $\gamma' = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{18.9 \times 2.55 + 9.5 \times 2.6 + 7.31 \times 6 + 9.67 \times 7 + 10.24 \times 5.7 + 10.3 \times 4}{2.55 + 2.6 + 6 + 7 + 5.7 + 4} = 10.3$
- $\rightarrow R^{tc} = \frac{1.4 \times 1}{1} \times (2.26 \times 7.05 \times 10.284 + 10.08 \times 27.85 \times 10.3 + 11.23 \times 0) = 4277.49$ (kN / m²)

e. Kiểm tra điều kiện

Điều kiện kiểm tra: $\sigma_{max}^{tc} = 514.7 < 1.2 \times R^{tc} = 5132.99$ (kN / m²) \rightarrow (Thỏa)
 $\sigma_{tb}^{tc} = 463.7 < R^{tc} = 4277.49$ (kN / m²)

➔ Cường độ nền đất dưới đáy móng khối quy ước đủ sức chịu tải

Bảng 6.7. Kết quả kiểm tra cho các trường hợp cặp nội lực còn lại

	$\sum N^{tc}$	M_x^{tc}	M_y^{tc}	e_x	e_y	σ_{max}	σ_{min}	σ^{tb}
$ M_{xmax} $	23047.77	- 2984.66	-5.98	- 0.00026	- 0.129	514.7	412.7	463.7

$ M_{y_{\max}} $	22092.77	-516.56	-	-0.024	-	462.28	426.72	444.51
	527.42			0.023				

→ Các trường hợp còn lại đều thỏa mãn điều kiện nền đất tại mặt phẳng mũi cọc.

6.2.2.6 Kiểm tra độ lún của móng

Tính toán độ lún của móng cọc khoan nhồi được tiến hành thông qua việc tính toán độ lún của móng khối quy ước theo phương pháp cộng lún từng lớp cho đến vị trí mà tại đó thỏa mãn điều kiện $\sigma_{zi} \leq 0.2 \times \sigma_{zi}^{bt}$

Điều kiện kiểm tra: $S < [S_{gh}]$

Trong đó: $[S_{gh}] = 8$ (cm) với công trình khung BTCT có tường xây chèn (tra “bảng 16 TCVN 9362 – 2012 [20]”)

Ta tiến hành chia nền đất dưới đáy móng khối quy ước thành các lớp đất phân tố có chiều dày: $h_i = (0.2 \div 0.4) \times B_{qu} = (0.2 \div 0.4) \times 7.05 = (1.41 \div 2.82)$ m → Chọn 2 (m)

Ở độ sâu đáy móng khối quy ước : $z = 27.85$ (m):

$$\sigma_{z=27.85}^{bt} = 18.9 \times 2.55 + 9.5 \times 2.6 + 7.31 \times 6 + 9.68 \times 7 + 10.24 \times 5.7 + 10.3 \times 4 = 284.08 (kN / m^2)$$

Áp lực gây lún do tải trọng ngoài gây ra

$$\sigma_{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{z=27.85}^{bt} = 463.7 - 284.08 = 179.62 (kN/m^2)$$

Vẽ biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra: $\sigma_{zi}^{bt} = \sum \gamma_i \cdot h_i$

Vẽ biểu đồ ứng suất phụ thêm do tải trọng gây lún gây ra: $\sigma_{zi} = K_{oi} \cdot \sigma_{gl}$

Trong đó: $K_{oi} \in \left(\frac{A_{qu}}{B_{qu}} = 1, \frac{2z}{B_{qu}} \right)$ là hệ số phụ thuộc, tra “Bảng II.2 giáo trình Cơ Học

Đất – ThS. Lê Xuân Mai & TS. Đỗ Hữu Đạo [29]”

Xác định ứng suất phụ thêm trung bình của lớp phân tố thứ i: $\bar{\sigma}_{zi} = \frac{\sigma_{zi-1} + \sigma_{zi}}{2}$

Hệ số $\beta_i = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$, với μ là hệ số nở hông tra “Bảng III.1 Giáo trình Cơ Học Đất

ThS. Lê Xuân Mai & TS. Đỗ Hữu Đạo [29]” => $\beta_i = 0.83$

Độ lún của các lớp đất phân tố: $S_i = \frac{\beta_i}{E_{oi}} \times \Delta\sigma_{zi} \times h_i$

Kết quả tính toán được thể hiện qua bảng sau:

Bảng 6.8. Tính độ lún của nền đất

Lớp đất	Điểm	z_i (m)	$\frac{2z_i}{B_{qu}}$	$\frac{A_{qu}}{B_{qu}}$	K_{0i}	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{zi}^{bt} (kN/m ²)	$0,2\sigma_{zi}^{bt}$ (kN/m ²)	$\bar{\sigma}_{zi}$ (kN/m ²)	S_i (cm)
Cát thô	0	0	0	1	1	179.62	284.08	56.81		
	1	2	0.56	1	0.892	160.22	304.68	60.94	169.92	0.82
	2	4	1.13	1	0.636	114.23	325.28	65.06	137.22	0.66
	3	6	1.7	1	0.417	74.9	345.88	69.17	94.56	0.45
	4	8	2.269	1	0.226	40.59	366.48	73.29	57.75	0.28

Tại $z_i = 8$ (m) ta có: $\sigma_{zi} = 40.58 < 0.2 \times \sigma_{zi}^{bt} = 73.29$ (kN/m²) → do vậy ta dừng tính lún tại lớp phân tố này → Chiều sâu vùng hoạt động chịu nén: $H_a = 8$ (m).

→ Độ lún của toàn bộ nền đất:

$$S = \sum S_i = 0.82 + 0.66 + 0.45 + 0.28 = 2.21 < [S_{gh}] = 8 \text{ (cm)}$$

Vậy: Móng thỏa mãn điều kiện về độ lún giới hạn.

6.2.2.7 Tính toán thiết kế đài cọc

a. Kiểm tra chọc thủng do cọc lên đài

Mặt phẳng nghiêng cần kiểm tra xuất phát từ mép trong hàng cọc ngoài cùng đến mép cột. Để móng không bị chọc thủng thì sức chống chọc thủng của thân móng phải lớn hơn lực gây ra chọc thủng

Với $B = 3.4 \leq b_c + 2h_0 = 0.6 + 2 \times 1.85 = 4.3$ (m)

→ Điều kiện kiểm tra: $P_{np} \leq (b_c + B).h_0.k.R_{bt}$

- Trong đó

P_{np} : Tổng phản lực mỗi hàng cọc, nhận thấy hàng cọc 1,2 có phản lực lớn nhất

$$\rightarrow P_{np} = P_1 + P_2 = 2110.42 + 2110.41 = 4220.83 \text{ (kN)}$$

$$h_0 = h_d - a = 2 - 0.15 = 1.85 \text{ (m): chiều cao làm việc thực tế của đài}$$

R_{bt} : Cường độ chịu kéo của bê tông

$$k \in \left(\frac{c}{h_0} \right): \text{ hệ số phụ thuộc vào độ nghiêng của mặt phẳng phá hoại, tra "bảng 3.27}$$

Giáo trình Nền và Móng – ThS. Lê Xuân Mai [11]” $\rightarrow \frac{c}{h_0} = 0.189$ vì không nằm trong

vùng phá hoại nên không cần kiểm tra.

c : là khoảng cách từ mép cột đến mép hàng cọc đang xét $\rightarrow c = 0.35 \text{ (m)}$

b. Kiểm tra phá hoại trên mặt phẳng nghiêng

Theo điều kiện nếu móng bị chọc thủng thì sự chọc thủng xảy ra theo bề mặt hình chóp cụt có các mặt bên xuất phát từ chân cột, và nghiêng 1 góc 45° so với phương thẳng đứng

Lăng thể chọc thủng trùm qua tất cả các cọc. Như vậy, đài cọc không bị đâm thủng tự do theo góc $\varphi = 45^\circ$ mà bị đâm thủng hạn chế theo góc $\alpha < 45^\circ$. Do đó, ta không cần kiểm tra phá hoại trên mặt phẳng nghiêng

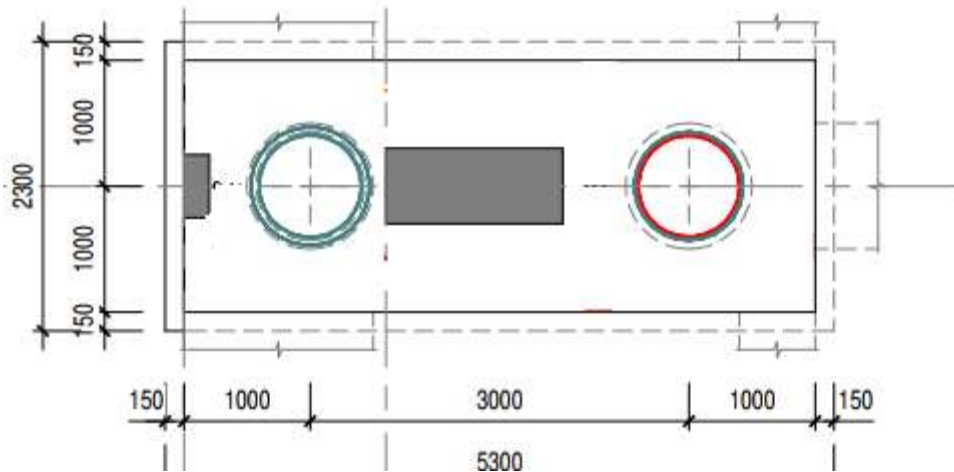
c. Tính toán cốt thép trong đài

Xem đài móng như 1 thanh consol chịu lực tập trung. Việc tính toán đài chịu uốn được tiến hành theo trị số moment tại các tiết diện thẳng đứng của đài ở mép cột

Phản lực ở các đầu cọc được tính toán theo công thức như sau

$$P_{1,2}'' = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M_x'' \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n'} y_i^2} \pm \frac{M_y'' \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n'} x_i^2}$$

$$\text{Diện tích cốt thép yêu cầu: } A_s \geq \frac{M''}{0.9 \times R_s \times h_0}$$



Hình ảnh 6.3. Sơ đồ tính cốt thép đài móng

d. Tính toán cốt thép theo phương X

$$P_1'' + P_3'' = 4125.68(kN) > P_2'' + P_4'' = 4125.66(kN)$$

Momen lớn nhất tại ngàm I-I:

$$M_I = (P_1'' + P_3'').r_I = 4125.68 \times 0.65 = 2681.69 \text{ (kN.m)}$$

Diện tích cốt thép : $A_s = \frac{M_I}{0.9 \times h_0 \times R_s} = \frac{2681.69}{0.9 \times 1.85 \times 350 \times 10^3} \times 10^4 = 46.02 \text{ (cm}^2\text{)}$

→ Chọn $\phi 22a150$ có: $A_s' = 53.214 > A_s = 46.02(\text{cm}^2)$

e. Tính toán cốt thép theo phương Y

$$P_1'' + P_2'' = 4220.83(kN) > P_3'' + P_4'' = 4030.51(kN)$$

Momen lớn nhất tại ngàm II-II:

$$M_{II} = (P_1'' + P_2'').r_{II} = 4220.83 \times 0.65 = 2743.54 \text{ (kN.m)}$$

Diện tích cốt thép : $A_s = \frac{M_{II}}{0.9 \times h_0 \times R_s} = \frac{2743.54}{0.9 \times 1.83 \times 350 \times 10^3} \times 10^4 = 47.59 \text{ (cm}^2\text{)}$

→ Chọn $\phi 16a200$ có: $A_s' = 52.286 > A_s = 47.59(\text{cm}^2)$

6.2.3. Thiết kế móng M2

Các tổ hợp nội lực nguy hiểm cho móng được thể hiện qua bảng sau

Bảng 6.9 Tổ hợp nội lực tính toán tác dụng lên móng MII

Móng MII	Nội lực	Tổ hợp nội lực tính toán		
		$ M_x _{\max}$	$ M_y _{\max}$	$ N _{\max}$
		M_y^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, M_y^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}
Cột Trục 8	$M_x(\text{kN.m})$	48.9	-4.39	-17.72
	$M_y(\text{kN.m})$	61.9	88.91	56.97
	$N(\text{kN})$	3271.72	6084.1	5896.05
	$Q_x(\text{kN})$	67.77	83.75	74.25
	$Q_y(\text{kN})$	20.52	6.56	11.48

Bảng 6.10 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn móng MII

Móng M2	Nội lực	Tổ hợp nội lực tính toán		
		$ M_x _{\max}$	$ M_y _{\max}$	$ N _{\max}$
		M_y^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, N^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}	M_x^{tu}, M_y^{tu} Q_x^{tu}, Q_y^{tu}
Cột Trục 8	$M_x(\text{kN.m})$	42.52	-3.82	-15.41
	$M_y(\text{kN.m})$	53.83	77.31	49.54
	$N(\text{kN})$	2844.97	5290.52	5127.00
	$Q_x(\text{kN})$	58.93	72.83	64.57
	$Q_y(\text{kN})$	17.84	5.70	9.98

Ta chọn cặp nội lực có N_{\max}, M_{tu}, Q_{tu} của móng dưới cột trục B để tính toán, sau đó kiểm tra với các cặp nội lực còn lại.

Tải trọng tính toán: $N_0^t = 6084,1$ (kN); $M_{0x}^t = -4,39$ (kN.m); $M_{0y}^t = 88,91$ (kN.m);

$Q_{0x}^t = 83,75$ (kN); $Q_{0y}^t = 6,56$ (kN)

Tải trọng tiêu chuẩn: $N_0^{tc} = 5290,52$ (kN); $M_{0x}^{tc} = -3,82$ (kN.m); $M_{0y}^{tc} = 77,31$ (kN.m); $Q_{0x}^{tc} = 72,83$ (kN); $Q_{0y}^{tc} = 5,70$ (kN)

6.2.3.1 Chọn đường kính cọc và chiều sâu chôn dài

a. Chọn đường kính cọc

Chọn cọc tiết diện tròn, đường kính $D = 1$ (m) diện tích tiết diện ngang $A_b = 0,785$

Đối với cọc bê tông cốt thép đổ tại chỗ chịu nén dọc trục, hàm lượng cốt thép trong cọc nên chọn trong khoảng $\mu = (0,4 \div 0,65)\%$

Chọn 28Ø20 Thép CB400V

b. Xác định chiều dài cọc

Căn cứ vào hình trụ địa chất và đánh giá điều kiện của đất nền ở bước trên, lựa chọn lớp đất 5 để đặt mũi cọc và chôn vào lớp đất 5 là 4 m.

→ Cao trình mũi cọc: -42.05m.

→ Độ sâu mũi cọc: 39.95m so với mặt sàn tầng hầm.

→ Chiều dài tính toán của cọc: $L_t = 6,8 - 1,65 - 2 + 6 + 7 + 5,7 + 15,05 = 36,9$ (m)

→ Chiều dài thực tế phải thi công cọc là:

$$L_c = l_1 + l_2 + L_t + l_{mũi} = 0,6 + 0,15 + 36,9 + 0,3 = 37,95 \text{ (m)}$$

- Trong đó:

+ l_1 : là chiều dài đoạn bê tông xấp đầu cọc đập bỏ, lấy $l_1 = 1$ (m);

+ l_2 : Chiều dài đoạn cọc chôn trong đài, lấy $l_2 = 0,15$ (m);

+ $l_{mũi}$: Chiều dài đoạn mũi cọc, lấy bằng 0,5 đường kính cọc, $l_{mũi} = 0,3$ (m)

6.2.3.2 Sức chịu tải của cọc

a. Sức chịu tải theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được xác định theo công thức:

$$R_{c,a(v)} = \varphi(A_s R_s + A_b R_b)$$

- Trong đó:

$$A_s = \frac{4\pi d^2}{4} = \frac{4\pi \cdot 16^2}{4} = 804.27(\text{mm}^2)$$

- Hệ số uốn dọc của cọc được tính như sau: $\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda$
- Theo TCVN 10304:2014 thì khi tính toán theo cường độ vật liệu. cho phép xem coi như một thanh ngàm cứng trong đất tại tiết diện nằm cách đáy đài một khoảng l được xác định như sau:

+ Khi cọc chịu tải trọng công trình: $l_0 = v_0 l_0 = 0,5 \cdot 37,95 = 18,925(\text{m})$

$$\lambda = \frac{l_0}{D} = \frac{18,925}{1} = 18,925 \text{ với } D \text{ là cạnh của cọc } D = 1\text{m}$$

$$\rightarrow \varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda = 0,975$$

$$R_{c,a(v)} = 0,975 \cdot (8,04 \cdot 3500 + 2830 \cdot 170) / 100 = 3321,91\text{kN}$$

b. Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý nền đất

Sức chịu tải trọng nén cực hạn được xác định bằng công thức:

$$R_{c,u} = \gamma_c \cdot (\gamma_{cq} \cdot q_b \cdot A_b + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i)$$

- Trong đó:

+ $\gamma_c = 1$: là hệ số điều kiện làm việc của cọc.

+ $\gamma_{cq} = 0.9$: Là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc với trường hợp bê tông đổ dưới nước.

+ $A_b = 0.283 \text{ (m}^2\text{)}$: là diện tích tiết diện ngang mũi cọc.

+ $u = 1.885 \text{ (m)}$: là chu vi tiết diện ngang thân cọc.

q_b : là cường độ sức kháng mũi của đất dưới mũi cọc, lấy theo “điều 7.2.3.2 TCVN 10304 – 2014 [22]”: $q_b = 0.75 \times \alpha_4 \times (\alpha_1 \times \gamma'_I \times d + \alpha_2 \times \alpha_3 \times \gamma_I \times h)$

+ Với góc ma sát trong ở lớp đất 5 là: $\varphi_5 = 37^\circ 30'$, tra “bảng 6 TCVN 10304 – 2014”, ta được: $\alpha_1 = 119.7$; $\alpha_2 = 201.4$; $\alpha_3 = 0.855$ với $h/d = 25.85/0.6 = 43.1 > 25$;
 $\alpha_4 = 0.222$ với $D = 1 \text{ (m)}$

+ $\gamma'_I = \gamma_{dn5} = 10.284 \text{ (kN/m}^3\text{)}$: là dung trọng tính toán của nền đất dưới mũi cọc (có xét đến đáy nổi).

+ γ_I : là dung trọng tính toán trung bình của các lớp đất ở trên mũi cọc (có xét đến đầy nổi).

$$\gamma_I = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{18.9 \times 2.55 + 9.5 \times 2.6 + 7.31 \times 6 + 9.67 \times 7 + 10.24 \times 5.7 + 10.3 \times 4}{2.55 + 2.6 + 6 + 7 + 5.7 + 4} = 10.3 (\text{kN} / \text{m}^3)$$

+ $d = 1$ (m): là đường kính cọc.

+ $h = 37,95$ (m): là chiều sâu hạ cọc, kể từ mặt đất tự nhiên hoặc mặt đất thiết kế (khi có thiết kế đào đất) tới mũi cọc.

$$\rightarrow q_b = 0.75 \times 0.222 \times (119.7 \times 10.284 \times 1 + 201.4 \times 0.855 \times 10.3 \times 37.95) = 8347.36 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Ma sát của đất với bề mặt xung quanh cọc xác định bằng cách chia lớp đất thành các lớp phân tử có chiều dày ≤ 2 m.

Bảng 6.11. Thành phần ma sát quanh thân cọc

Lớp đất	B(Độ chặt)	Chiều dày	Z_i (m)	γ_{cf}	f_i (kN / m ²)	$f_i \gamma_{cf} l_i$ (kN / m)
		l_i (m)				
1	Chặt vừa	2	3	0.9	48	86.41
	Chặt vừa	1.15	4.575	0.9	55.23	69.58
2	0.8	2	6.15	0.8	8	12.8
	0.8	2	8.15	0.8	8	12.8
	0.8	2	10.15	0.8	8	12.8
3	0.24	2	12.15	0.8	59.38	95.08

	0.24	2	14.15	0.8	51.86	98.97
	0.24	2	16.15	0.8	64.42	103.07
	0.24	2	17.65	0.8	66.21	52.96
4	0.38	2	19.15	0.8	40.65	65.04
	0.38	2	21.15	0.8	41.84	66.94
	0.38	1.7	23	0.8	42.97	58.43
5	Chặt	2	24.85	0.9	86.22	155.21
	Chặt	2	26.85	0.9	88.25	155.86
Tổng						1049.15

Từ đó, sức chịu tải trọng nén cực hạn:

$$R_{c,u} = 1 \times (0.9 \times 8347.36 \times 0.283 + 1.885 \times 1049.15) = 4103.72 \text{ (kN)}$$

c. Sức chịu tải thiết kế của cọc

Giá trị tiêu chuẩn sức chịu tải của cọc: $R_{c,k} = \min(R_{c,u}) = 4103.72 \text{ (kN)}$

Giá trị tính toán sức chịu tải của cọc: $R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_k} = \frac{4103.72}{1.75} = 6344.98 \text{ (kN)}$

Giá trị sức chịu tải cho phép của cọc:

$$R_c = \frac{\gamma_0}{\gamma_n} \cdot R_{c,d} = \frac{1.15}{1.15} \times 6344.98 = 6344.98 \text{ (kN)}$$

Giá trị sức chịu tải theo vật liệu: $R_{vl} = 7321.9 \text{ (kN)}$

→ Sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{ctk} = \min(R_c, R_{vl}) = 6344.98 \text{ (kN)}$

- Trong đó:

+ γ_k : móng có 1 đến 5 cọc → $\gamma_k = 1.75$

+ γ_0 : là hệ số điều kiện làm việc kể đến sự tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, đối với móng nhiều cọc $\rightarrow \gamma_0 = 1.15$

+ γ_n : hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình $\rightarrow \gamma_n = 1.15$ đối với công trình quan trọng cấp II

6.2.3.3 Xác định kích thước đáy đài, số lượng cọc và bố trí cọc

a. Xác định diện tích đáy đài

Áp lực tính toán do phản lực đầu cọc tác dụng lên đáy đài:

$$P'' = \frac{P_{tk}}{(3d)^2} = \frac{2344.98}{(3 \times 0.6)^2} = 723.75 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Diện tích yêu cầu của đài:

$$A_d = \frac{N_0''}{P'' - n \cdot \gamma_{ib} \cdot h} = \frac{6084,1}{723.75 - 1.1 \times 25 \times 2} = 14 (\text{m}^2)$$

- Trong đó:

+ N_0'' : tổng tải tọng tính toán xác định đến đỉnh đài (kN)

+ h: chiều sâu đặt đáy đài (m)

+ γ_{ib} : trị trung bình của trọng lượng riêng đài cọc và đất trên đài

+ n: hệ số vượt tải, n= 1.1

b. Xác định số lượng cọc

Kích thước đáy đài phụ thuộc vào số cọc bố trí theo đúng quy định và tải trọng công trình, sơ bộ kích thước đáy đài: $A \times B \times h_d = 12.2 \times 2 \times 2$

Trọng lượng bản thân của đài:

$$G_d = n \cdot \gamma_{BTCT} \cdot A \cdot B \cdot h_d = 1.1 \times 25 \times 12.2 \times 2 \times 2 = 1464 (\text{kN})$$

Tổng lực dọc tính toán tại đáy đài:

$$\sum N_{tt} = N_{tt}^0 + G_d = 6084,1 + 1464 = 7548 (\text{kN})$$

\rightarrow Số lượng cọc cần thiết: $n_c = \beta \cdot \frac{\sum N_{tt}}{R_{ctk}} = 1.15 \times \frac{7548}{2344.98} = 3.21$

\rightarrow Chọn $n_c = 4$ cọc.

Trong đó: $\beta = (1 \div 1.5)$: là hệ số kinh nghiệm kể đến ảnh hưởng của momen, tải trọng ngang và số lượng cọc trong đài \rightarrow lấy $\beta = 1.15$

c. Chọn tiết diện đài và bố trí cọc

Sơ bộ bề rộng đáy đài: $b = x + 2 \times c = 190 + 2 \times 75 = 340 \text{ cm}$.

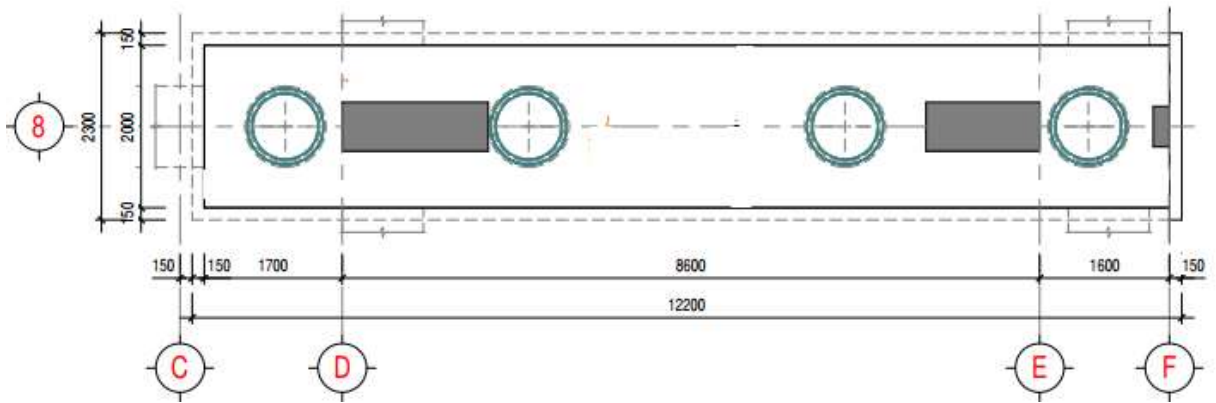
Với x : là khoảng cách các tim cọc: $3D = 3 \times 100 = 300 \text{ cm}$

Với c : là khoảng cách từ tim cọc đến mép đài: $c \geq 0.7D = 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm}$

\rightarrow Chọn $c = 100 \text{ cm}$.

Diện tích yêu cầu của đài $A_d = 21.5 \text{ m}^2$ và số cọc bố trí là 4

Nên kích thước đài : $a \times b = 12.2 \times 2 = 24.4 \text{ m}^2 > 21.5 \text{ m}^2$



Hình ảnh 6.4. Sơ đồ bố trí móng cọc MII

6.2.3.4 Kiểm tra điều kiện áp lực xuống đỉnh cọc

Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} P_0^{\max} = P_0^{\max} + G_c < R_{c,d} \\ P_0^{\min} > 0 \end{cases}$$

Trong đó: $P_0^{\max}; P_0^{\min}$ lần lượt là là áp lực lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng xuống cọc

Áp lực tác dụng xuống đầu cọc được xác định bằng công thức:

$$P_i'' = \frac{\sum N''}{n_c} \pm \frac{M_x'' \cdot x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_y'' \cdot y_i}{\sum y_i^2}$$

- Trong đó:
 - + $n_c = 4$ là số lượng cọc trong móng.
 - + x_i, y_i (m): khoảng cách từ trục cọc thứ i đến các trục đi qua trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại mặt phẳng đáy đài (xem sơ đồ bố trí cọc).

$$x_i = y_i = 1.3\text{m} \rightarrow \sum x_i^2 = \sum y_i^2 = 6.76 \text{ m}^2$$

+ Momen tính toán tại đáy đài quanh trục x-x:

$$M_x'' = M_{ox}'' + Q_{oy}'' \times h_d = -4,39 + 6,56 \times 2 = 8,73 \text{ (kN.m)}$$

+ Momen tính toán tại đáy đài quanh trục y-y:

$$M_y'' = M_{oy}'' + Q_{ox}'' \cdot h_d = 88.91 + 83.75 \times 2 = 256.41 \text{ (kN.m)}$$

+ Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài:

$$\sum N_{tt} = N_{tt}^0 + G_d = 6084,1 + 794.2 = 6878,3 \text{ (kN)}$$

Thay số vào ta có :

$$\text{Cọc 1 : } P_1'' = \frac{6878,3}{5} - \frac{8,73 \times 1,3}{6,76} - \frac{256,41 \times 1,3}{6,76} = 1324,67 \text{ (kN)}$$

$$\text{Cọc 2 : } P_2'' = \frac{6878,3}{5} - \frac{8,73 \times 1,3}{6,76} + \frac{256,41 \times 1,3}{6,76} = 1423,29 \text{ (kN)}$$

$$\text{Cọc 3 : } P_3'' = \frac{6878,3}{5} + \frac{8,73 \times 1,3}{6,76} - \frac{256,41 \times 1,3}{6,76} = 1328,03 \text{ (kN)}$$

$$\text{Cọc 4 : } P_4'' = \frac{6878,3}{5} + \frac{8,73 \times 1,3}{6,76} + \frac{256,41 \times 1,3}{6,76} = 1426,65 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng bản thân cọc:

$$G_c = n \cdot \gamma_{BTCT} \cdot A_b \cdot L_{tt} = 1.1 \times 25 \times 0.283 \times 25.85 = 201.17 \text{ (kN)}$$

Kiểm tra điều kiện:

+ $P_{tt}^{\max} = 1426,65 + 201.17 = 1627,82 < R_{ctk} = 2344.98 \text{ (kN)} \rightarrow$ Cọc đủ khả năng chịu tải

+ $P_0^{\min} = 1324,67 > 0 \rightarrow$ Cọc không chịu nhỏ

\rightarrow Vậy số lượng cọc và khoảng cách cọc đã bố trí là hợp lý.

6.2.3.5 Kiểm tra cường độ nền đất dưới mặt phẳng mũi cọc

Để kiểm tra cường độ nền đất tại mặt phẳng mũi cọc ta coi cọc, đài cọc và phần đất giữa các cọc là một móng khối quy ước. Móng khối này có chiều sâu đáy móng từ mặt đất đến mặt phẳng đi qua mũi cọc.

$$\text{Điều kiện kiểm tra: } \begin{cases} \sigma_{\max}^{tc} < 1,2 \cdot R^{tc} \\ \sigma_{tb}^{tc} < R^{tc} \end{cases}$$

a. Xác định kích thước của khối móng quy ước

Góc ma sát trong trung bình của các lớp đất mà cọc đi qua:

$$\varphi_{tb}^{tc} = \frac{\sum \varphi_i \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{31^\circ 56' \times 3.15 + 3^\circ 39' \times 6 + 20^\circ 40' \times 7 + 14^\circ 51' \times 5.7 + 38^\circ 57' \times 4}{3.15 + 6 + 7 + 5.7 + 4} = 20^\circ$$

Xác định góc mở so với trục thẳng đứng kê từ mép ngoài của hàng cọc ngoài cùng:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}^{tc}}{4} = \frac{20^\circ}{4} = 5^\circ$$

Các cạnh của đáy móng khối quy ước:

$$A_{qu} = A_1 + 2 \times L_u \times \operatorname{tg} \alpha = 3.2 + 2 \times 37.95 \times \operatorname{tg}(5^\circ) = 7.8 \text{ (m)}$$

$$B_{qu} = B_1 + 2 \times L_u \times \operatorname{tg} \alpha = 3.2 + 2 \times 37.95 \times \operatorname{tg}(5^\circ) = 7.8 \text{ (m)}$$

• Trong đó:

+ A_1, B_1 - Khoảng cách từ mép 2 hàng cọc ngoài cùng đối diện nhau theo 2 phương

$$\rightarrow F_{qu} = 7.8 \times 7.8 = 60.84 \text{ (m}^2\text{)}$$

Chiều cao của khối quy ước: $h_{qu} = 37.95 \text{ (m)}$

b. Xác định tổng tải trọng thẳng đứng tại đáy móng khối quy ước

Tải trọng này bao gồm: đài cọc, cọc và các lớp đất nằm trong phạm vi móng khối quy ước được tính toán như sau:

$$+ \text{ Trọng lượng đài cọc: } G_d = n \cdot \gamma_{BTCT} \cdot A \cdot B \cdot h_d = 1.1 \times 25 \times 12.2 \times 2 \times 2 = 1342 \text{ (kN)}$$

$$+ \text{ Trọng lượng mỗi cọc: } G_c = n \cdot \gamma_{BTCT} \cdot A_b \cdot L_u = 1.1 \times 25 \times 0.283 \times 25.85 = 201.17 \text{ (kN)}$$

$$+ \text{ Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp 1 (từ mực nước ngầm đến mặt đất tự nhiên): } G_1 = (7.8 \times 7.8 \times 4.2 - 3.8 \times 3.8 \times 2) \times 18.9 = 4283.65 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp 1 từ mực nước ngầm đến hết lớp 1

$$G_1' = (F_{qu} - 5 \cdot F_c) \cdot h_1 \cdot \gamma_{dn1} = (60.84 - 5 \times \pi \times 0.3^2) \times 2.6 \times 9.5 = 1467.81 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp thứ 2:

$$G_2 = (F_{qu} - 5 \cdot F_c) \cdot h_2 \cdot \gamma_{dn2} = (60.84 - 5 \times \pi \times 0.3^2) \times 6 \times 7.3 = 2602.87 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước lớp thứ 3:

$$G_3 = (F_{qu} - 5 \cdot F_c) \cdot h_3 \cdot \gamma_{dn3} = (60.84 - 5 \times \pi \times 0.3^2) \times 7 \times 9.6 = 3993.44 \text{ (kN)}$$

Trọng lượng đất trong móng khối qui ước lớp thứ 4:

$$G_4 = (F_{qu} - 5.F_c).h_4.\gamma_{đn4} = (60.84 - 5 \times \pi \times 0.3^2) \times 5.7 \times 10.24 = 3455.04 \text{ (kN)}.$$

Trọng lượng đất trong móng khối qui ước lớp thứ 5:

$$G_5 = (F_{qu} - 5.F_c).h_5.\gamma_{đn5} = (60.84 - 5 \times \pi \times 0.3^2) \times 4 \times 10.2 = 2424.59 \text{ (kN)}.$$

$$\rightarrow \text{Trọng lượng các lớp đất: } G_d = G_1 + G_1' + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 18226.4 \text{ (kN)}$$

\rightarrow Trọng lượng của móng khối quy ước:

$$N_d^{qu} = G_d + 5.G_c + G_{đat} = 794.2 + 5 \times 201.17 + 18226.4 = 20026.45 \text{ (kN)}$$

c. Xác định áp lực tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước

$$\sigma_{ib}^{tc} = \frac{\sigma_d^{\max} + \sigma_d^{\min}}{2}$$

• Trong đó:

+ $\sigma_d^{\max}, \sigma_d^{\min}$: Ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_d^{\max, \min} = \frac{N_z^{tc}}{A_{qu} \cdot B_{qu}} \left(1 \pm \frac{6.e_x}{B_{qu}} \pm \frac{6.e_y}{A_{qu}} \right) (*)$$

Lực dọc tiêu chuẩn xác định đến đáy khối móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = N_0^{tc} + N_d^{qu} = 5290,52 + 20026.45 = 25316.97 \text{ (kN)}$$

Moment tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước:

$$M_{xqu}^{tc} = M_{ox}^{tc} + Q_{oy}^{tc} \cdot H_{qu} = -3,82 + 2.1 \times 27.85 = 54,66 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{yqu}^{tc} = M_{oy}^{tc} + Q_{ox}^{tc} \cdot H_{qu} = 77,31 + 1.6 \times 27.85 = 294.02 \text{ (kN.m)}$$

Độ lệch tâm:

$$+ \text{ Theo trục x: } e_x = \frac{M_y^{tc}}{\sum N^{tc}} = \frac{54,66}{25316,97} = 0.00021(m)$$

$$+ \text{ Theo trục y: } e_y = \frac{M_x^{tc}}{\sum N^{tc}} = \frac{294.02}{25316,97} = 0.0023(m)$$

Từ công thức (*) ta có:

$$\sigma_{\max} = \frac{25316,97}{7.8 \times 7.8} \left(1 + \frac{6 \times 0.00021}{7.8} + \frac{6 \times 0.0023}{7.8} \right) = 416,93 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{25316,97}{7.8 \times 7.8} \left(1 - \frac{6 \times 0.00021}{7.8} - \frac{6 \times 0.0023}{7.8} \right) = 415,32 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Áp lực tiêu chuẩn trung bình ở đáy khối quy ước:

$$\sigma^{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{416,93 + 415,32}{2} = 416,13 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

d. Cường độ của đất nền tại đáy móng khối quy ước

Cường độ của đất nền tại đáy móng khối quy ước được xác định bằng công thức:

$$R^{tc} = \frac{m_1 \cdot m_2}{k_{tc}} \cdot (A \cdot B_{qu} \cdot \gamma + B \cdot H_{qu} \cdot \gamma' + D \cdot c)$$

• Trong đó:

+ m_1 : là hệ số làm việc của đất nền, đất tại đáy móng khối quy ước là cát hạt thô

→ $m_1 = 1.4$ Tra “bảng 15 TCVN 9362 – 2012 [20]”

+ m_2 : là hệ số tương tác giữa nền và công trình, với nhà cao tầng có $L/H \leq 1.5$

→ $m_2 = 1$ Tra “bảng 15 TCVN 9362 – 2012 [20]”

+ k_{tc} : là hệ số tin cậy đối với các chỉ tiêu cơ lý, với chỉ tiêu cơ lý được xác định

bằng thí nghiệm trực tiếp → $k_{tc} = 1$

+ A, B, D : là các hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất tại đáy móng khối quy ước, với $\varphi_5 = 37^\circ 30'$ → Tra “bảng 14 TCVN 9362 – 2012 [20]”, ta được:

$$A = 2.26; B = 10.08; D = 11.23$$

+ c : lực dính kết đơn vị của đất tại đáy móng → $c = 0$

+ $\gamma = \gamma_{dn5} = 10.284 (\text{kN}/\text{m}^3)$: là dung trọng của đất ngay tại đáy móng.

+ $\gamma' = 10.3 (\text{kN}/\text{m}^3)$: là dung trọng trung bình của đất từ đáy móng trở lên.

$$\gamma' = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{18.9 \times 2.55 + 9.5 \times 2.6 + 7.31 \times 6 + 9.67 \times 7 + 10.24 \times 5.7 + 10.3 \times 4}{2.55 + 2.6 + 6 + 7 + 5.7 + 4} = 10.3$$

$$\rightarrow R^{tc} = \frac{1.4 \times 1}{1} \times (2.26 \times 7.8 \times 10.284 + 10.08 \times 27.85 \times 10.3 + 11.23 \times 0) = 4301.89 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

e. Kiểm tra điều kiện

Điều kiện kiểm tra: $\sigma_{\max}^{tc} = 464.1 < 1.2 \times R^{tc} = 5162.27 (kN / m^2)$
 $\sigma_{tb}^{tc} = 463.06 < R^{tc} = 4301.89 (kN / m^2)$ → (Thỏa)

Vậy: Cường độ nền đất dưới đáy móng khối quy ước đủ sức chịu tải.

6.2.3.6 Kiểm tra độ lún của móng

Tính toán độ lún của móng cọc khoan nhồi được tiến hành thông qua việc tính toán độ lún của móng khối quy ước theo phương pháp cộng lún từng lớp cho đến vị trí mà tại đó thỏa mãn điều kiện $\sigma_{zi} \leq 0.2 \times \sigma_{zi}^{bt}$

Điều kiện kiểm tra: $S < [S_{gh}]$

- Trong đó: $[S_{gh}] = 8$ (cm) với công trình khung BTCT có tường xây chèn (tra “bảng 16 TCVN 9362 – 2012 [20]”)

Ta tiến hành chia nền đất dưới đáy móng khối quy ước thành các lớp đất phân tổ có chiều dày: $h_i = (0.2 \div 0.4) \times B_{qu} = (0.2 \div 0.4) \times 7.8 = (1.56 \div 3.12)$ m → Chọn 2.5 (m)

Ở độ sâu đáy móng khối quy ước $z = 27.85$ (m):

$$\sigma_{z=27.85}^{bt} = 18.9 \times 2.55 + 9.5 \times 2.6 + 7.31 \times 6 + 9.68 \times 7 + 10.24 \times 5.7 + 10.3 \times 4 = 284.08 (kN / m^2)$$

Áp lực gây lún do tải trọng ngoài gây ra:

$$\sigma_{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{z=27.85}^{bt} = 463.06 - 284.08 = 178.98 (kN/m^2)$$

Vẽ biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra: $\sigma_{zi}^{bt} = \sum \gamma_i \cdot h_i$

Vẽ biểu đồ ứng suất phụ thêm do tải trọng gây lún gây ra: $\sigma_{zi} = K_{0i} \cdot \sigma_{gl}$

Trong đó: $K_{0i} \in \left(\frac{A_{qu}}{B_{qu}} = 1, \frac{2z}{B_{qu}} \right)$ là hệ số phụ thuộc, tra “Bảng II.2 giáo trình Cơ Học

Đất – ThS. Lê Xuân Mai & TS. Đỗ Hữu Đạo [29]”

Xác định ứng suất phụ thêm trung bình của lớp phân tổ thứ i: $\bar{\sigma}_{zi} = \frac{\sigma_{zi-1} + \sigma_{zi}}{2}$

Hệ số $\beta_i = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}$, với μ là hệ số nở hông tra “Bảng III.1 Giáo trình Cơ Học Đất

– ThS. Lê Xuân Mai & TS. Đỗ Hữu Đạo [29]” $\rightarrow \beta_i = 0.83$

Xác định chiều sâu vùng nén: thỏa điều kiện $\sigma_{zi}^{gl} \leq \frac{\sigma_{zi}^{bt}}{5}$. Lúc này ảnh hưởng lún không còn đáng kể.

Độ lún của các lớp đất phân tó: $S_i = \frac{\beta_i}{E_{oi}} \cdot \Delta\sigma_{zi} \cdot h_i$

Kết quả tính toán được thể hiện qua bảng sau :

Lớp đất	Điểm	z_i (m)	$\frac{2z_i}{B_{qu}}$	$\frac{A_{qu}}{B_{qu}}$	K_{0i}	σ_{zi} (kN/m ²)	σ_{zi}^{bt} (kN/m ²)	$0,2\sigma_{zi}^{bt}$ (kN/m ²)	$\bar{\sigma}_{zi}$ (kN/m ²)	S_i (cm)
Cát thô	0	0	0	1	1	178.98	284.08	56.81		
	1	2.5	0.64	1	0.861	154.11	309.83	61.97	166.54	1
	2	5	1.28	1	0.571	102.73	335.58	67.11	128.42	0.77
	3	7.5	1.92	1	0.356	63.71	361.33	72.27	83.22	0.51

Tại $z_i = 7.5$ (m) ta có: $\sigma_{zi} = 63.71 < 0.2 \times \sigma_{zi}^{bt} = 72.27$ (kN/m²) \rightarrow do vậy ta dừng tính lún tại lớp phân tó này \rightarrow Chiều sâu vùng hoạt động chịu nén: $H_a = 7.5$ (m).

\rightarrow Độ lún của toàn bộ nền đất:

$$S = \sum S_i = 1 + 0.77 + 0.51 = 2.28 < [S_{gh}] = 8 \text{ (cm)}$$

Vậy: Móng thỏa mãn điều kiện về độ lún giới hạn.

6.2.3.7 Tính toán thiết kế đài cọc

a. Kiểm tra chọc thủng do cọc lên đài

Mặt phẳng nghiêng cần kiểm tra xuất phát từ mép trong hàng cọc ngoài cùng đến mép cột. Để móng không bị chọc thủng thì sức chống chọc thủng của thân móng phải lớn hơn lực gây ra chọc thủng.

Với $B = 3.8 \leq b_c + 2h_0 = 0.6 + 2 \times 1.85 = 4.3$ (m)

→ Điều kiện kiểm tra: $P_{np} \leq (b_c + B).h_0.k.R_{bt}$

• Trong đó:

+ P_{np} : Tổng phản lực mỗi hàng cọc, nhận thấy hàng cọc 2,4 có phản lực lớn nhất

→ $P_{np} = P_2 + P_4 = 1423,29 + 1426,65 = 2849,94$ (kN)

+ $h_0 = h_d - a = 2 - 0.15 = 1.85$ (m): chiều cao làm việc thực tế của đài

+ R_{bt} : Cường độ chịu kéo của bê tông.

+ $k \in \left(\frac{c}{h_0} \right)$: hệ số phụ thuộc vào độ nghiêng của mặt phẳng phá hoại, tra “bảng

3.27 Giáo trình Nền và Móng – ThS. Lê Xuân Mai [11]” → $\frac{c}{h_0} = 0.162$ vì không

nằm trong vùng phá hoại nên không cần kiểm tra.

+ c : là khoảng cách từ mép cột đến mép hàng cọc đang xét → $c = 0.3$ (m)

b. Kiểm tra phá hoại trên mặt phẳng nghiêng

Theo điều kiện nếu móng bị chọc thủng thì sự chọc thủng xảy ra theo bề mặt hình chóp cụt có các mặt bên xuất phát từ chân cột, và nghiêng 1 góc 45° so với phương thẳng đứng.

Lăng thể chọc thủng trùm qua tất cả các cọc. Như vậy, đài cọc không bị đâm thủng tự do theo góc $\varphi = 45^\circ$ mà bị đâm thủng hạn chế theo góc $\alpha < 45^\circ$. Do đó, ta không cần kiểm tra phá hoại trên mặt phẳng nghiêng

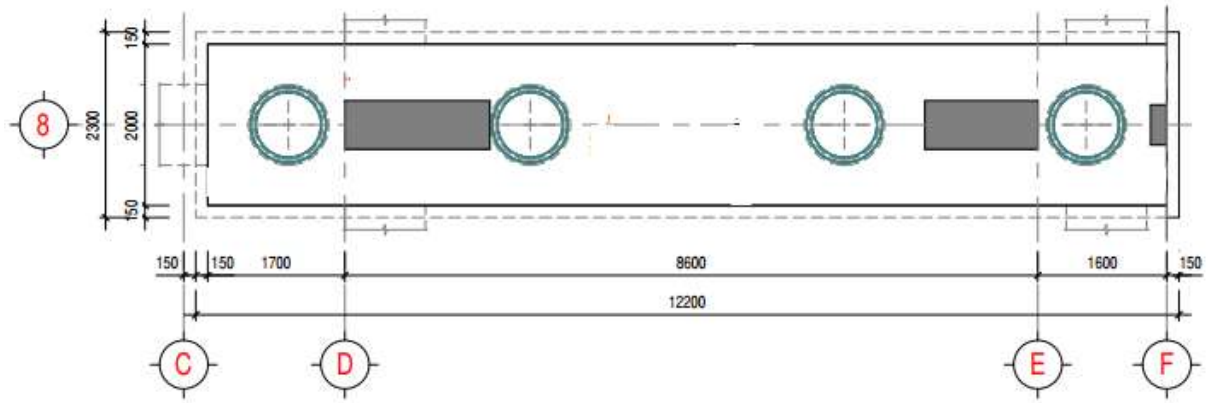
c. Tính toán cốt thép trong đài

Xem đài móng như 1 thanh công xôn chịu lực tập trung. Việc tính toán đài chịu uốn được tiến hành theo trị số moment tại các tiết diện thẳng đứng của đài ở mép cột

Phản lực ở các đầu cọc được tính toán theo công thức như sau:

$$P_{1,2,3,4}'' = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M_x'' \cdot y_i}{\sum_{i=1}^{n'} y_i^2} \pm \frac{M_y'' \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n'} x_i^2}$$

Diện tích cốt thép yêu cầu: $A_s \geq \frac{M_u}{0.9 \times R_s \times h_0}$



Hình ảnh 6.5. Sơ đồ tính cốt thép dài móng

d. Tính toán cốt thép theo phương X

$$P_1'' + P_3'' = 2652,7(kN) < P_2'' + P_4'' = 2849,94(kN)$$

Momen lớn nhất tại ngàm I-I:

$$M_I = (P_2'' + P_4'').r_I = 2849,94 \times 0,975 = 2778,69 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } A_s = \frac{M_I}{0,9 \times h_0 \times R_s} = \frac{2778,69}{0,9 \times 1,85 \times 350 \times 10^3} \times 10^4 = 67,68 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rightarrow \text{Chọn } \phi 28a200\text{có: } A_s' = 67,738 > A_s = 67,68(\text{cm}^2)$$

e. Tính toán cốt thép theo phương Y

$$P_4'' + P_3'' = 2751,68(kN) > P_2'' + P_1'' = 2747,96(kN)$$

Momen lớn nhất tại ngàm II-II:

$$M_{II} = (P_4'' + P_3'').r_{II} = 2751,68 \times 0,975 = 2682,89 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{Diện tích cốt thép : } A_s = \frac{M_{II}}{0,9 \times h_0 \times R_s} = \frac{2682,89}{0,9 \times 1,83 \times 350 \times 10^3} \times 10^4 = 66,54 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rightarrow \text{Chọn } \phi 14a250\text{có: } A_s' = 75,411 > A_s = 66,54(\text{cm}^2)$$

PHẦN 2: CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG

CHƯƠNG 1: LẬP TRÌNH CÔNG CỤ API TỰ TẠO FAMILY MÓNG CỌC VÀ BỐ TRÍ THÉP TRÊN REVIT

1.1. Mục tiêu và phạm vi nghiên cứu

1.1.1. Sự cần thiết phải xây dựng chương trình tính

Ngành xây dựng cơ bản đang ngày một phát triển cả về quy mô lẫn chất lượng đã phần nào đáp ứng được nhu cầu về nhà ở và cơ sở vật chất cho sản xuất. Không những thế, nhiều công trình có tầm vóc thế kỷ cũng được xây dựng tạo nên nhiều điểm nhấn trong không gian môi trường sống. Để có được sự độ phá trong xây dựng như hiện nay, chúng ta không thể không nhắc đến sự hỗ trợ đắc lực của máy tính điện tử.

Autodesk là một trong những hãng phần mềm tiên phong và đang dẫn đầu trong việc phát triển các ứng dụng hỗ trợ cho quy trình **BIM**. Trong đó **Autodesk Revit** đang nổi lên trở thành một phần mềm không thể thiếu khi nhắc đến **BIM**.

Revit là phần mềm mạnh mẽ, hỗ trợ đắc lực cho các Kiến trúc sư - Kỹ sư, được xây dựng dựa theo hướng mô hình công trình gắn thông tin **BIM** (Building Information Modeling), cho phép các chuyên gia thiết kế những ý tưởng từ cách tiếp cận trên mô hình phối hợp nhất quán.

Hầu hết các phần mềm đều có một API (Application Programming Interface) cho phép can thiệp sâu hơn vào phần mềm để tạo ra các add-ins, tiện ích giúp giải quyết công việc của chúng ta nhanh và hiệu quả hơn. Bởi tính chất công việc, dự án, quy trình của mỗi công ty là khác nhau nên **Autodesk** không thể tạo ra quá nhiều công cụ cho **Revit** mà chỉ tạo ra những thứ chung cho số đông người dùng. Vì vậy, cá nhân hoặc doanh nghiệp nào muốn cải thiện việc xây dựng mô hình trong Revit đòi hỏi phải sử dụng các ngôn ngữ lập trình can thiệp sâu vào phần mềm.

Đặt biệt trong quá trình tạo các bản vẽ khi sử dụng phần mềm **Revit**, việc đo kích thước của các cấu kiện vẫn còn thực hiện một cách thủ công, người dùng phải thực hiện thao tác đo trực tiếp trên mô hình, chưa có sự tự động hóa dẫn đến tốn khá nhiều thời gian trong việc này, chưa kể những bản vẽ có nhiều đối tượng nên việc thực hiện phải lặp đi lặp lại.

Việc thiết kế “Add-in tự động đo kích thước các cấu kiện cơ bản trên Revit” chính là công cụ hỗ trợ việc đo kích thước tự động các cấu kiện cơ bản như: Grid, Level, Beam,

Column,... trong mô hình Revit mà không cần sử dụng công cụ dim thủ công, người dùng có thể chọn đối tượng cần đo kích thước và các hướng cần đo kích thước và có thể xóa các đo kích thước theo từng đối tượng, giúp cải thiện thời gian khi xây dựng bản vẽ.

1.1.2. Mục tiêu cần đạt được

- Các vấn đề cần giải quyết
 - + Lọc đúng loại phần tử cấu trúc (Structural Columns).
 - + Bỏ qua các cột có kiểu tiết diện không hợp lệ
 - + Thông báo lỗi rõ ràng nếu có cột không đạt yêu cầu.
 - + Trích xuất tọa độ điểm từ LocationPoint.
 - + Sắp xếp các cột theo tọa độ X để giữ trật tự thi công hoặc quy hoạch.
- Giao diện chương trình
 - + Giao diện người dùng cần rõ ràng, dễ sử dụng
 - + Hiển thị các thông số liên quan đến thép móng (loại móng, chiều dài, số thanh, đường kính, v.v.).
 - + Cho phép người dùng xác nhận hoặc hủy thao tác (ShowDialog()).

Với các yêu cầu về mục tiêu cần đạt được, tác giả sử dụng ngôn ngữ C# cùng với bộ công cụ REVITAPI do Autodesk hỗ trợ để lập trình các Add-in cho Revit.

1.2. Tổng quan về RevitAPI và Add-in for Revit

1.2.1. Tổng quan về Revit API

API là viết tắt của cụm từ Application Programming Interface hay giao diện lập trình ứng dụng. API đơn giản là một công cụ lập trình mà bạn có thể áp dụng trong quá trình làm việc. API cho phép người dùng và các nhà phát triển mở rộng khả năng của ứng dụng hiện có bằng cách viết chương trình hoặc tập lệnh bổ sung chức năng mới cho phần mềm. Revit API cho phép lập trình viên thay đổi trực tiếp các phần tử trong Mô hình thông tin tòa nhà (BIM) hoặc truy cập dữ liệu để thực hiện các tác vụ chuyên biệt. Hay nói một cách đơn giản hơn Revit API là một giao diện lập trình ứng dụng do Autodesk cung cấp với mục đích can thiệp vào quá trình sử dụng Revit bằng các lệnh ngoài.

Các nhà phát triển phần mềm đang tận dụng Revit API để tạo các công cụ tùy chỉnh của riêng họ. Bằng cách sử dụng Revit API, họ có thể nâng cao sức mạnh của Revit để cải thiện quy trình làm việc và tạo ra các thiết kế tòa nhà tốt hơn nhanh hơn.

Revit API cho phép người dùng tương tác với các đối tượng trong mô hình Revit, chẳng hạn như dầm, cột, cửa đi, cửa sổ, ống nước, .v.v... bằng cách sử dụng mã lập trình. Nó cũng cho phép người dùng tạo các công cụ để tự động hóa các công việc trên Revit, giúp tăng tốc quá trình và giảm thời gian và chi phí của dự án.

1.2.2. Tổng quan về Add-in

Add-in là một chương trình viết thêm, chạy phụ thuộc trong một ứng dụng khác để thực thi một số tác vụ chuyên biệt mà ứng dụng đó chưa hoặc không hỗ trợ.

Add-in hay Plugin đều có nghĩa là một chương trình phụ thuộc, bản thân nó không thể chạy độc lập, nó sử dụng các thư viện DLL, các lệnh mở, tài nguyên và dữ liệu của ứng dụng chính, nó thường được dùng để tự động hóa một số chuỗi thao tác có định hướng.

Add-in được sử dụng trong nhiều ứng dụng, đặc biệt trong lĩnh vực đồ họa, Add-in được dùng để vẽ bằng lệnh thay vì bằng chuột cho nhiều đối tượng đồ họa phức tạp khó vẽ bằng chuột hoặc tự động hóa thao tác chỉnh sửa khi các đối tượng liên quan có sự thay đổi,...

Viết Add-in bằng nhiều ngôn ngữ khác nhau tùy thuộc vào ứng dụng chính hỗ trợ. Trong Revit thì có 2 ngôn ngữ phổ biến được hỗ trợ là VBA và C Sharp (C#). Dùng VB.net hay C# chỉ khác nhau về cú pháp của ngôn ngữ, lập trình viên có thể tùy chọn ngôn ngữ sở trường của mình để tận dụng lợi thế

1.3. Thiết kế cơ sở dữ liệu

1.3.1. Các khối dữ liệu đầu vào và mối quan hệ

Đối với công cụ tạo móng

- Các khối dữ liệu đầu vào của bài toán bao gồm:
 - Tạo thư viện móng cọc
 - Loại móng
 - Đường kính cọc
 - Độ dày bê tông bảo vệ
 - Offset móng ,Offset dim, Chiều cao móng
 - Mô tạo từng lớp bố trí cọc
 - Dữ liệu chứa số lượng cọc trên mmojt lớp
 - Dữ liệu chuyển đổi đơn vị, dung để đảm bảo tính chính xác trong mô hình Revit

1.4. Phân tích và thiết kế giải thuật

1.4.1. Thiết kế giải thuật tổng thể của toàn bộ công trình

Đối với công cụ tạo móng bố trí thép, giải thuật tổng thể của chương trình là

- Bước 1 : Khởi tạo và chuẩn bị dữ liệu
 - Nhận dữ liệu từ người dùng qua giao diện (SettingModel)
 - Chọn các cột làm cơ sở tạo móng (ColumnModel)
 - Tạo các đối tượng FoundationModel ứng với từng cột
 - Mỗi FoundationModel được gán:
 - + Thứ tự
 - + Kiểu móng(Type, Image)
 - + Tạo độ móng từ cột
 - + Kích thước cơ bản ban đầu
- Bước 2 : Tính toán hình học móng
 - Gọi GetBoundingFoundation(...) để xác định đường bao móng:
 - Hình học 2D của móng (6 điểm hoặc 4 điểm)
 - Dựa trên hình dạng cột và thông số móng
 - Tạo các đường Curve (Revit API) từ các điểm trên
 - Xác định chiều dài, chiều rộng móng (Width, Length)
- Bước 3 : Bố trí cọc
 - Dựa vào cấu hình và LayerPileModel
 - Gọi GetAllPiles(...) để sinh PileModel:
 - Vị trí, số lớp, số cọc/lớp
 - Kiểm tra chẵn/lẻ để đối xứng cọc
 - Định danh các cọc theo thứ tự (tọa độ X, Y)
- Bước 4 : Sinh hình học móng và cọc
 - Gọi CreateFoundation(...):
 - Vẽ slab móng (Floor hoặc FoundationSlab)
 - Vẽ ván khuôn (FormWork) nếu có chọn
 - Đặt lớp bảo vệ thép bằng SetRebarCover(...)
 - Tạo từng cọc trong PileModels thông qua CreatePile(...)

- Tạo các tường bao (Wall) nếu chọn hình móng có vách
- Bước 5 : Sinh ghi chú và mặt cắt
 - Định vị TagFoundation, TextTagFoundation
 - Sinh các mặt cắt ViewSection (ngang/dọc)
 - Tính toán điểm đo kích thước tự động (GetFoundationLineDim*())
- Bước 6 : Quản lý giao dịch và rollback
 - Dùng TransactionGroup trong Revit
 - Nếu thất bại → rollback toàn bộ móng
 - Nếu thành công → commit toàn bộ kết quả

1.4.2. Giải thuật chi tiết đưa dữ liệu đầu vào

Các dữ liệu đầu vào được trích xuất từ dự án Revit và được sắp xếp, chọn lọc thông tin, tính toán và đưa ra các dữ liệu cần thiết để tạo ra các cho các đối tượng.

- Bước 1: Lấy dữ liệu cột từ mô hình
 - Dữ liệu từ cột gồm:
 - + Tên, vị trí tâm (X, Y, Z)
 - + Kiểu tiết diện (RECTANGLE, CYLINDRICAL,...)
 - + Hướng mặt (East, Nouth)
 - + Level đáy cột (BottomLevel)
- Bước 2: Lấy dữ liệu cấu hình từ giao diện
 - Dữ liệu trong SettingModel gồm:
 - + DiameterPile: Đường kính cọc
 - + DistancePP: Khoảng cách giữa các cọc trên một ló
 - + DistancePS: Khoảng cách từ cọc ra rìa móng
 - + HeightFoundation: Chiều cao móng
 - + SelectedFoundationType, SelectedFormWorkType: Kiểu móng và ván khuôn
 - + OffsetFormWork, OffsetDim: Tham số dựng hình
- Bước 3: Sinh FoundationModel
 - Lúc này
 - + Tọa độ gốc móng lấy từ ColumnModel
 - + Type, Image xác định kiểu móng

- + CurveArray, FormWorkCurveLoop khởi tạo trống
- + Tự động gán LocationName, Location
- Bước 4: Xác định ranh giới móng
 - Dựa vào:
 - + Hình dạng cột (RECTANGLE hoặc tròn)
 - + Kiểu móng (Image 0-3)
 - + Các tham số DistancePP, DistancePS, số lớp cọc
 - + Xây dựng tập hợp BoundingLocation (tọa độ các đỉnh móng)
- Bước 5: Bố trí cọc móng
 - Sinh ra các PileModel với:
 - + Vị trí cọc theo layer
 - + Số cọc trên mỗi layer
 - + Gán tọa độ tương đối (so với cột)
 - + Gán PileNumber theo quy luật đánh số
- Bước 6: Gán thuộc tính dựng hình
 - Hoàn thiện:
 - + Tên móng
 - + Cờ đại diện (IsRepresentative)
 - + Gán thuộc tính Revit (Rebar Cover)

1.4.3. Giải thuật kết xuất và biểu diễn kết quả

- Từ dữ liệu FoundationModel đã được xử lý và tính toán, kết xuất ra mô hình Revit, bao gồm:
 - + Dựng hình móng, cọc
 - + Vẽ thép chủ, thép đai, thép tăng cường
 - + Ghi chú và dim kích thước
 - + Tạo mặt cắt, mặt bằng

1.5. Lựa chọn ngôn ngữ và lập trình

1.5.1. Lựa chọn ngôn ngữ lập trình

C# là một ngôn ngữ lập trình hướng đối tượng được phát triển bởi Microsoft, là phần khởi đầu cho kế hoạch .NET của họ. Tên của ngôn ngữ bao gồm ký tự thẳng theo

Microsoft nhưng theo ECMA là C#, chỉ bao gồm dấu số thường. Microsoft phát triển C# dựa trên C++ và Java. C# được miêu tả là ngôn ngữ có được sự cân bằng giữa C++, Visual Basic, Delphi và Java.

C# được thiết kế chủ yếu bởi Anders Hejlsberg kiến trúc sư phần mềm nổi tiếng với các sản phẩm Turbo Pascal, Delphi, J++, WFC.

Ngôn ngữ lập trình C# có những đặc trưng cơ bản sau:

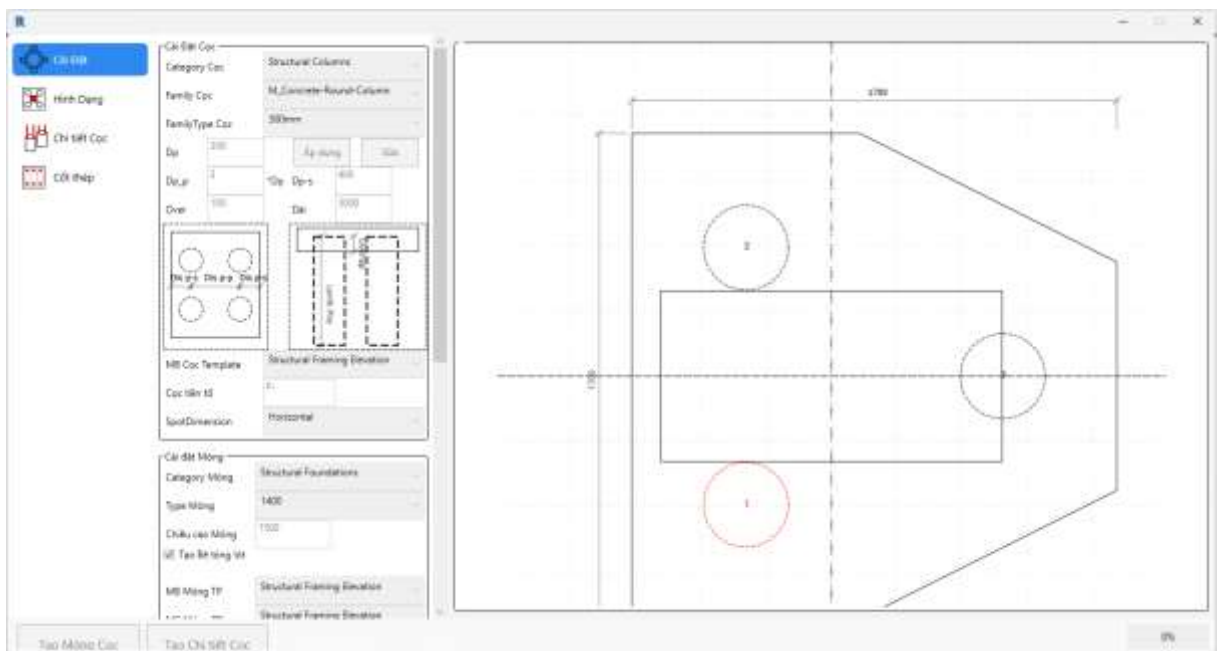
- + Là một ngôn ngữ thuần hướng đối tượng.
- + Là ngôn ngữ khá đơn giản, chỉ có khoảng 80 từ khóa và hơn mười mấy kiểu dữ liệu được dựng sẵn.
- + Cung cấp những đặc tính hướng thành phần (component-oriented) như là Property, Event. C# không khuyến khích sử dụng con trỏ như trong C++ nhưng nếu bạn thực sự muốn sử dụng thì phải đánh dấu đây là mã không an toàn (unsafe).
- + C# có bộ Garbage Collector sẽ tự động thu gom vùng nhớ khi không còn sử dụng nữa.
- + C# đã loại bỏ đa kế thừa trong C++ mà thay vào đó C# sẽ hỗ trợ thực thi giao diện interface.
- Một số ưu điểm nổi bật của C#:
 - + Gần gũi với các ngôn ngữ lập trình thông dụng (C++, Java, Pascal).
 - + Xây dựng dựa trên nền tảng của các ngôn ngữ lập trình mạnh nên thừa hưởng những ưu điểm của những ngôn ngữ đó.
 - + Cải tiến các khuyết điểm của C/C++ như con trỏ, các hiệu ứng phụ, . . . Dễ tiếp cận, dễ phát triển.
 - + Được sự chống lưng của .NET Framework.
- Đi kèm với những điểm mạnh trên thì C# cũng có những nhược điểm:
 - + Nhược điểm lớn nhất của C# là chỉ chạy trên nền Windows và có cài .NET Framework.
 - + Thao tác đối với phần cứng yếu hơn so với ngôn ngữ khác.
 - + Hầu hết phải dựa vào windows.

Tuy các nhược điểm như vậy, tại sao lại lựa chọn ngôn ngữ C#?

- + C# là một ngôn ngữ đơn giản. C# là một ngôn ngữ hiện đại.
- + C# là một ngôn ngữ mạnh mẽ và mềm dẻo.
- + C# là một ngôn ngữ ít từ khóa. C# là một ngôn ngữ phổ biến.
- + C# mang sức mạnh của nhiều ngôn ngữ (C++, Java, . . .) Mỗi ngôn ngữ sẽ có một thể mạnh phát triển riêng.
- + Nhưng C# đang chứng minh cho thế giới thấy nó có khả năng thay thế một số ngôn ngữ khác và trở mạnh ngôn ngữ đa năng.

1.6. Tổ chức chương trình – Hệ thống menu

Bao gồm 1 menu có 4 Button đại diện cho 4 chức năng của công cụ



Tên lớp: SettingViewModel.cs

Vai trò: Xử lý logic, sự kiện và trạng thái của giao diện cấu hình móng (SettingView), liên kết chặt với SettingModel và FoundationPileModel

- Chức năng chính :

- + Quản lý dữ liệu mô hình

csharp

Sao chépChỉnh sửa

```
public FoundationPileModel FoundationPileModel
```

```
public Document Doc
```

- + Lưu trữ mô hình dữ liệu móng đang thao tác (FoundationPileModel)
- + Truy xuất tài liệu Revit hiện hành (Doc)

- Quản lý trạng thái cấu hình
 - + csharp
 - + Sao chép/Chỉnh sửa
 - + public bool IsApply
 - + Dùng để kiểm soát việc người dùng đã áp dụng (Apply) cấu hình hay chưa
 - + Làm cơ sở để bật/tắt các tính năng chỉnh sửa hoặc khóa giao diện
- Tập hợp các lệnh điều khiển (ICommand)

File này khai báo hàng loạt **ICommand** để xử lý các sự kiện từ giao diện:

Lệnh	Mô tả chức năng
LoadSettingViewCommand	Khởi tạo giao diện, vẽ hình minh họa
SelectionChangedCategoryPileCommand	Khi người dùng thay đổi loại family cọc
SelectionChangedPileFamilyCommand	Khi đổi Family cọc
SelectionChangedPileFamilyTypeCommand	Khi đổi kiểu family cọc
SelectionChangedCategoryFoundationCommand	Khi thay đổi loại móng
SelectionChangedFoundationTypeCommand	Khi đổi loại Floor dùng làm móng
ApplyPilePropertyCommand	Khi nhấn nút "Áp dụng cấu hình"
ModifyPilePropertyCommand	Khi nhấn nút "Chỉnh sửa cấu hình đã áp dụng"

Lệnh	Mô tả chức năng
CheckedTextCommand	Khi người dùng chọn/bỏ chọn “Ghi chú”

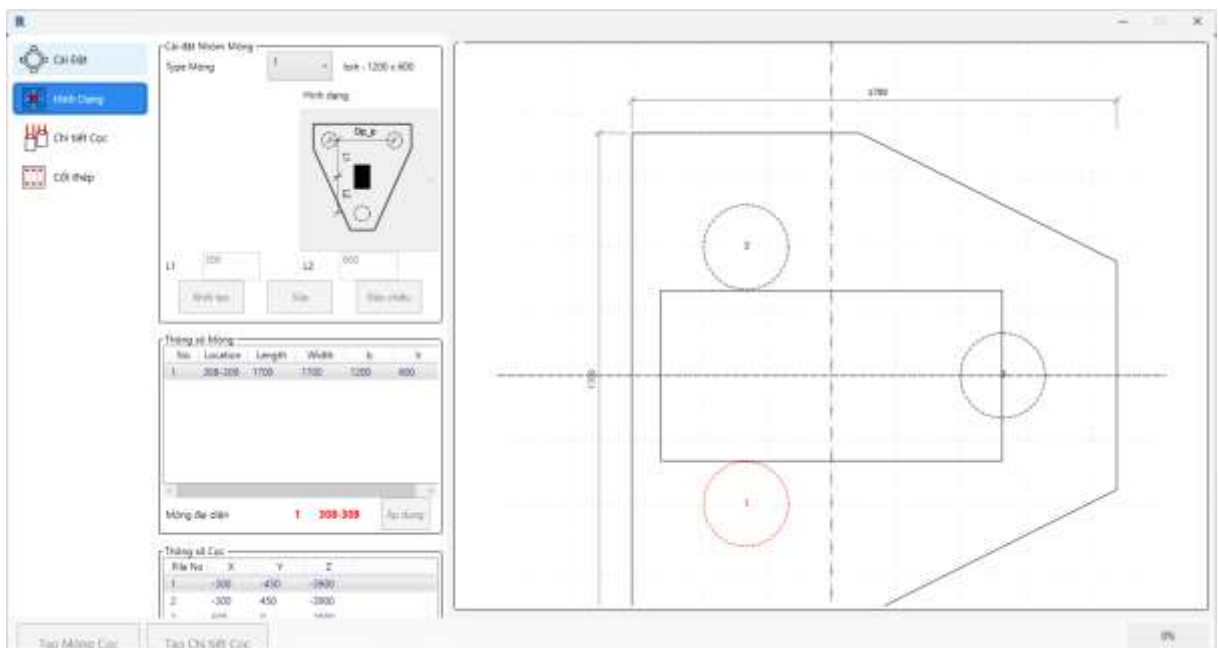
- Xử lý sự kiện thay đổi lựa chọn
 - Mỗi khi người dùng thay đổi lựa chọn trong ComboBox hoặc nhập TextBox:
 - + Cập nhật dữ liệu từ Revit (Family, FamilySymbol, RebarCover,...)
 - + Tính lại các thông số kỹ thuật như DiameterPile, HeightFoundation
 - + Reset lại chỉ số chọn (SelectedIndexModel)
 - + Cập nhật Tag và giao diện tương ứng
- Xử lý hiển thị điều kiện phụ
 - ShowTagGrid():
 - + Hiện/ẩn khối thiết lập Tag nếu người dùng bật “Ghi chú bằng chữ” (CheckedText = true)
 - ShowFormWorkGrid():
 - + Hiện/ẩn khối cấu hình ván khuôn khi IsCreateFormWork = true
- Điều kiện xác nhận áp dụng cấu hình (Validation)
 - Hàm ConditionApplyPileProperty() kiểm tra dữ liệu người dùng nhập vào:

Kiểm tra	Điều kiện
DistancePP	Phải > 1
DistancePS	> 0.5 × đường kính cọc
Overlap	> 0
LengthPile	> đường kính cọc
HeightFormWork, OffsetFormWork	Nếu bật ván khuôn, phải > 0

- Nếu hợp lệ → cho phép áp dụng

- Vẽ hình minh họa
 - DrawSettingImage()
 - Vẽ hình trên Canvas thể hiện:
 - + Cọc và móng (CanvasOverlapPile)
 - + Chiều dài cọc (CanvasLengthPile)
 - + Offset dim (OffsetCanvas)
 - Giúp người dùng dễ hình dung thông số đang nhập
- Kết luận
 - Lớp SettingViewModel giữ vai trò:
 - + Cầu nối giữa giao diện và dữ liệu kỹ thuật
 - + Điều phối các thao tác và xử lý sự kiện tương tác của người dùng
 - + Kiểm soát tính hợp lệ và cập nhật hiển thị theo cấu hình

Nó là thành phần thiết yếu đảm bảo sự **trực quan, chính xác và ổn định** cho toàn bộ quá trình cấu hình móng – cọc trong phần mềm.



Tên lớp: GeometryViewModel

Thuộc không gian tên: CVDIM_FoundationPile.ViewModel

1.6.1. Chức năng tổng quát GeometryViewModel

- GeometryViewModel điều khiển các thao tác liên quan đến
 - + Chọn nhóm móng

- + Quản lý các lớp bố trí cọc
- + Sinh móng và cọc trên giao diện
- + Hiện thị hình minh họa và cấu hình bố trí
- + Điều chỉnh hình học móng (L1, L2), cấu trúc móng, định hướng

- Dữ liệu quản lý (Property)

Thuộc tính	Mô tả
Doc	Tài liệu Revit đang làm việc
Unit	Đơn vị dự án (mm, cm, inch...)
FoundationPileModel	Mô hình dữ liệu tổng thể
SelectedGroupFoundationModel	Nhóm móng hiện tại đang thao tác
SelectedFoundationModel, SelectedPileModel	Móng và cọc được chọn để hiển thị hoặc chỉnh sửa
SelectedNumberPile	Số lượng cọc cho lớp mới
SelectedLayerPileModel	Lớp bố trí cọc được chọn để xóa
IsEnabled	Trạng thái bật/tắt các thao tác cấu hình

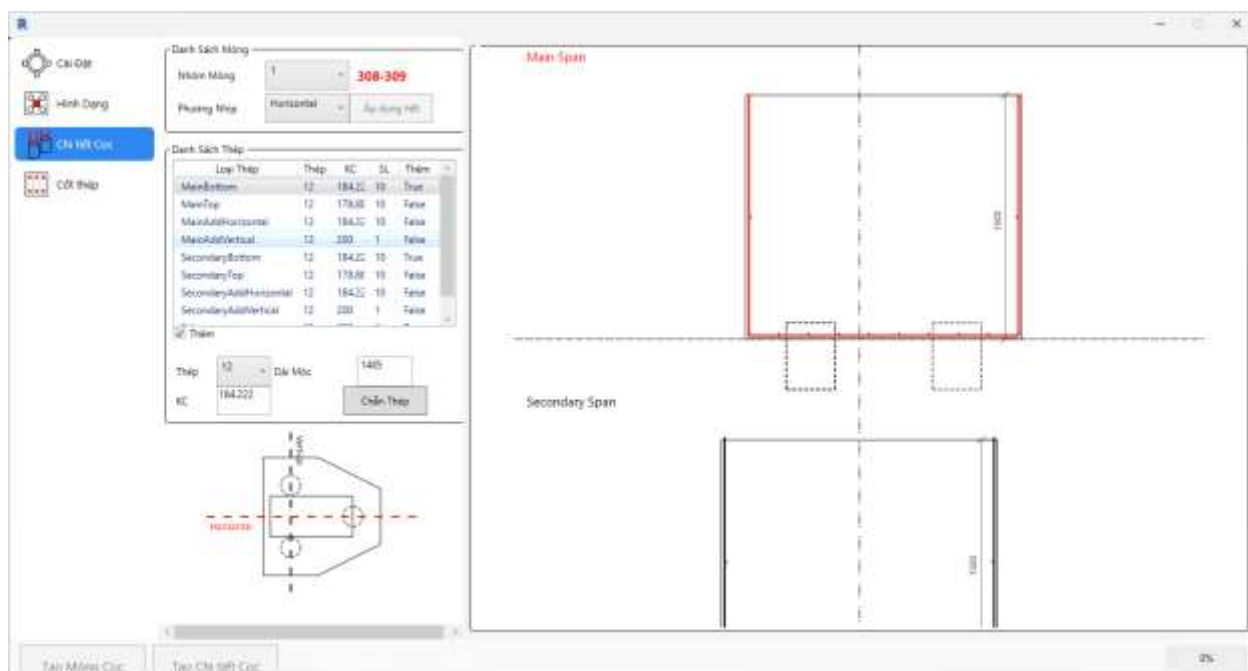
- Các lệnh tương tác (ICommand)

Lệnh	Chức năng
LoadGeometryViewCommand	Tải giao diện bố trí móng, vẽ hình nền, hiển thị lớp cọc
SelectionChangedGroupFoundationCommand	Khi chọn nhóm móng mới
SelectionChangedImageFoundationCommand	Khi thay đổi kiểu hình học móng (Image 0, 1, 2, 3)
AddLayerPileCommand, DeleteLayerPileCommand	Thêm/xoá lớp bố trí cọc
GenerateFoundationCommand	Sinh móng và các cọc từ dữ liệu đã chọn
ModifyFoundationCommand	Hủy kết quả sinh móng để điều chỉnh lại

Lệnh	Chức năng
ReverseFoundationCommand	Đảo hướng bố trí móng
SelectionChangedFoundationCommand, SelectionChangedPileCommand	Cập nhật hiển thị khi đổi móng hoặc cọc
ApplyRepresentativeCommand	Gán móng làm đại diện (để dùng trong các tác vụ gán thông số cốt thép tự động sau này)

- Các chức năng hiển thị và xử lý giao diện
 - DrawMain(...)
 - + Vẽ toàn bộ mô hình móng và cọc đang chọn
 - + Dựa vào dữ liệu BoundingLocation và PileModels
 - + Tự động lấy tỷ lệ với đơn vị Unit
 - ShowLayerPile(...)
 - + Hiện/ẩn khối cấu hình lớp cọc tùy theo kiểu hình học móng (Image = 1)
 - + Hiện thị ô nhập L1, L2 nếu cần
 - ShowBHDColumnModel(...)
 - + Hiện thị/ẩn các cột b, h, d, length, width trong danh sách cọc tùy theo:
 - + Kiểu tiết diện (b \times h hay d)
 - + Kiểu móng tròn hay vuông
 - DrawImageFoundation(...)
 - + Vẽ 4 hình minh họa mô tả các kiểu móng (Image 0 \rightarrow 3)
 - ConditionL1L2(...)
 - + Kiểm tra điều kiện hợp lệ của L1, L2 khi sinh móng
- Kết luận chức năng
 - Lớp GeometryViewModel là trung tâm điều khiển logic cho giao diện bố trí móng và cọc:
 - + Cho phép người dùng xây dựng mô hình móng từ các lớp bố trí cọc
 - + Quản lý trạng thái “đã sinh móng” để tránh ghi đè
 - + Giao tiếp với FoundationModel, PileModel, GroupFoundationModel để cập nhật hình học móng thực tế

+ Điều khiển toàn bộ khối hiển thị giao diện bằng lệnh WPF



Tên lớp: ReinforcementViewModel

Không gian tên: CVDIM_FoundationPile.ViewModel

1.6.2. Chức năng tổng quát ReinforcementViewModel

ReinforcementViewModel là lớp xử lý logic chính cho giao diện Reinforcement View

Chức năng của nó bao gồm:

- + Cho phép người dùng cấu hình, kiểm soát và bố trí thép móng tự động
- + Điều chỉnh số lượng, khoảng cách, chiều dài móc, lớp bảo vệ của thanh thép
- + Thể hiện trực quan hình ảnh mặt cắt và bố trí thép trên canvas

- Dữ liệu quản lý (Property)

Thuộc tính	Mô tả
Doc	Tài liệu Revit hiện hành
Unit	Đơn vị đo của dự án
FoundationPileModel	Dữ liệu tổng thể móng – cọc

Thuộc tính	Mô tả
SelectedFoundationBarModel	Móng đang được bố trí thép
SelectedBarModel	Thanh thép đang được chọn để chỉnh sửa
IsEnabled	Cờ bật/tắt một số điều kiện chỉnh sửa
AllSpans	Danh sách hướng bố trí thép ("Horizontal", "Vertical")

- Các lệnh xử lý sự kiện (ICommand)

Lệnh	Chức năng
LoadReinforcementViewCommand	Khởi tạo giao diện, hiển thị bố trí thép
SelectionChangedFoundationBarModelCommand	Khi đổi móng cần bố trí thép
SelectionChangedBarModelCommand	Khi chọn thanh thép khác để chỉnh sửa
SelectionChangedSpanOrientationCommand	Khi đổi hướng bố trí ("Horizontal" / "Vertical")
FixedNumberBarCommand	Tự động tính số lượng và khoảng cách thanh thép chính
HookLengthTextChangedCommand	Vẽ lại khi thay đổi chiều dài móc
DistanceTextChangedCommand, NumberBarTextChangedCommand	Thay đổi khoảng cách/số lượng thủ công
CheckModelCommand	Kích hoạt khi bật/tắt thanh thép

Lệnh	Chức năng
ApplyAllFoundationCommand	Áp dụng cấu hình thanh thép hiện tại cho toàn bộ móng còn lại

- Hiện thị và vẽ mặt cắt

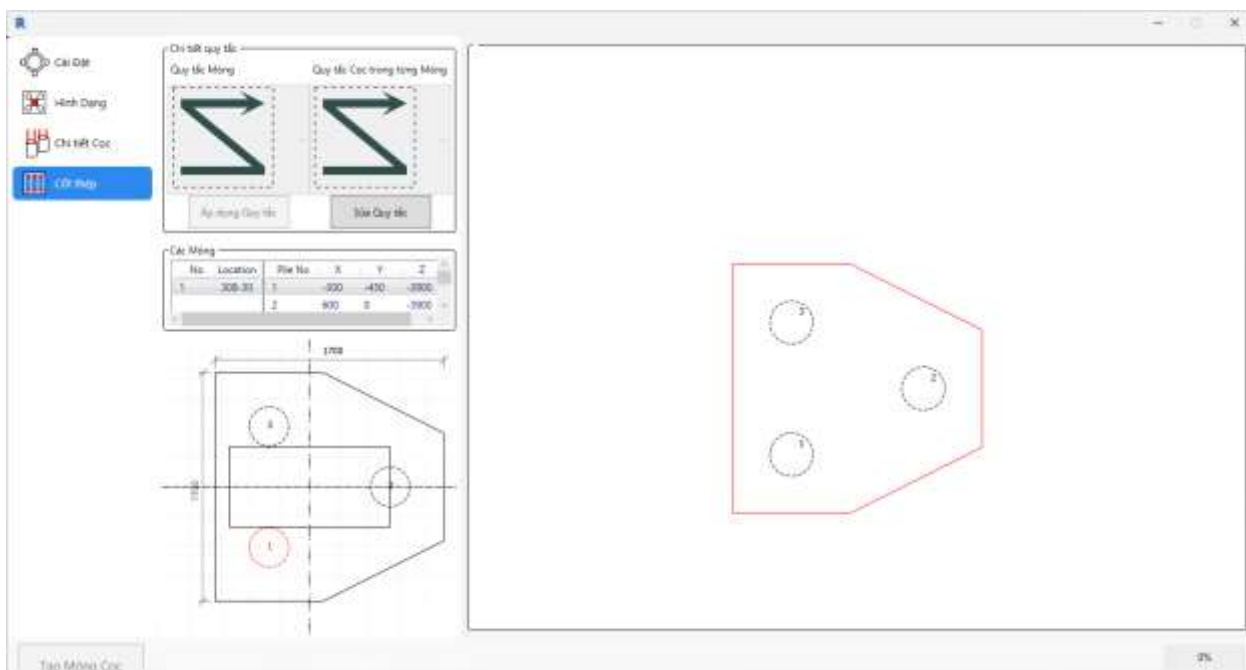
Phương thức	Mô tả
ShowProperty()	Hiện/ẩn các trường cấu hình của thanh thép tương ứng
DrawMain()	Vẽ mặt cắt ngang mô tả bố trí thanh thép
DrawSpanOrientation()	Vẽ hướng thép theo chiều Horizontal/Vertical

- Tính năng thông minh
 - + Tự động xác định điểm neo, lớp bảo vệ, vị trí cốt dựa trên hình học móng
 - + Tự động vẽ lại mặt cắt khi người dùng thay đổi cấu hình
 - + Kiểm soát bật/tắt thanh thép qua IsModel
 - + Điều chỉnh số lượng/thông số hàng loạt với ApplyAllFoundationCommand
- Kết luận chức năng

ReinforcementViewModel.cs là trung tâm điều khiển quá trình bố trí cốt thép trong móng, hỗ trợ:

- + Tự động hóa bố trí chính xác và nhanh chóng
- + Tùy biến linh hoạt theo hình dạng móng, yêu cầu kỹ thuật
- + Giao diện trực quan dễ dùng, hỗ trợ chỉnh sửa thủ công hoặc hàng loạt

Đây là nền tảng quan trọng nếu muốn phát triển API tự động hóa hoàn toàn cốt thép móng trong Revit.



Tên lớp: PileDetailViewModel

Thuộc không gian tên: CVDIM_FoundationPile.ViewModel

1.6.3. Chức năng tổng quát PileDetailViewModel

Lớp này là ViewModel cho giao diện PileDetailView, cho phép:

- + Hiển thị và cấu hình chi tiết bố trí cọc trong móng
- + Gán cọc thử (Test Pile)
- + Xem mặt cắt cọc, quy tắc bố trí
- + Áp dụng hoặc chỉnh sửa mô hình móng – cọc theo quy định
- Thuộc tính dữ liệu chính (Property)

Thuộc tính	Mô tả
Doc	Tài liệu Revit hiện tại
Unit	Đơn vị dự án (mm, cm...)
FoundationPileModel	Mô hình móng-cọc tổng thể của dự án
SelectedFoundationModel	Móng được chọn để xem chi tiết
SelectedPileModel	Cọc được chọn trong móng

Thuộc tính	Mô tả
IsEnabled	Cờ kiểm soát bật/tắt giao diện tùy theo trạng thái cấu hình

- Các lệnh xử lý sự kiện (ICommand)

Lệnh	Chức năng
LoadPileDetailViewCommand	Tải giao diện, vẽ quy tắc bố trí và mặt cắt
ApplyCommand	Áp dụng cấu hình bố trí cọc tự động theo quy định
ModifyCommand	Hủy áp dụng cấu hình để chỉnh sửa lại
ApplyTestPileCommand	Gán cọc được chọn là “Cọc thử”
SelectionChangedFoundationCommand	Khi người dùng chọn móng khác, sẽ hiển thị lại mặt cắt mới
SelectionChangedPileCommand	(không được sử dụng trong đoạn này, có thể đang mở rộng sau)

- Hiển thị hình ảnh và mặt cắt
 - DrawRuleImage(PileDetailView p)
 - + Vẽ hình minh họa **quy tắc bố trí móng và cọc** vào các Canvas tương ứng
 - + Có 8 mẫu móng và 8 mẫu cọc mặc định
 - DrawSection(PileDetailView p)
 - + Vẽ mặt cắt móng và hiển thị các cọc bên trong
 - + Sử dụng nếu đã áp dụng cấu hình móng (IsApplyRule = true)
 - DrawPileDetail(FoundationPileWindow p)
 - + Vẽ chi tiết bố trí từng cọc trong móng ra MainCanvas
 - + Tự động chia tỉ lệ, canh giữa, vẽ màu khác nhau giữa cọc đang chọn và cọc khác
 - + Gắn theo từng mô hình móng từ AllFoundationModels
- Luồng thao tác chính

- + Người dùng mở tab chi tiết cọc → gọi LoadPileDetailViewCommand
- + Nhấn “Áp dụng” → sinh toàn bộ móng & cọc từ quy tắc → IsApplyRule = true
- + Giao diện vẽ lại mặt cắt và toàn bộ bố trí
- + Nếu cần sửa → nhấn “Chỉnh sửa” để xóa hết kết quả → IsApplyRule = false
- + Người dùng có thể chọn 1 cọc bất kỳ → nhấn “Đặt làm cọc thử”
- Kết luận chức năng

PileDetailViewModel là lớp xử lý chuyên biệt cho giai đoạn tinh chỉnh và biểu diễn chi tiết móng – cọc, có vai trò:

- + Gắn logic giữa dữ liệu bố trí với hiển thị kỹ thuật
- + Hỗ trợ xác định cọc thử để triển khai thi công
- + Cho phép quay lại chỉnh sửa dễ dàng, không phá vỡ luồng thiết kế

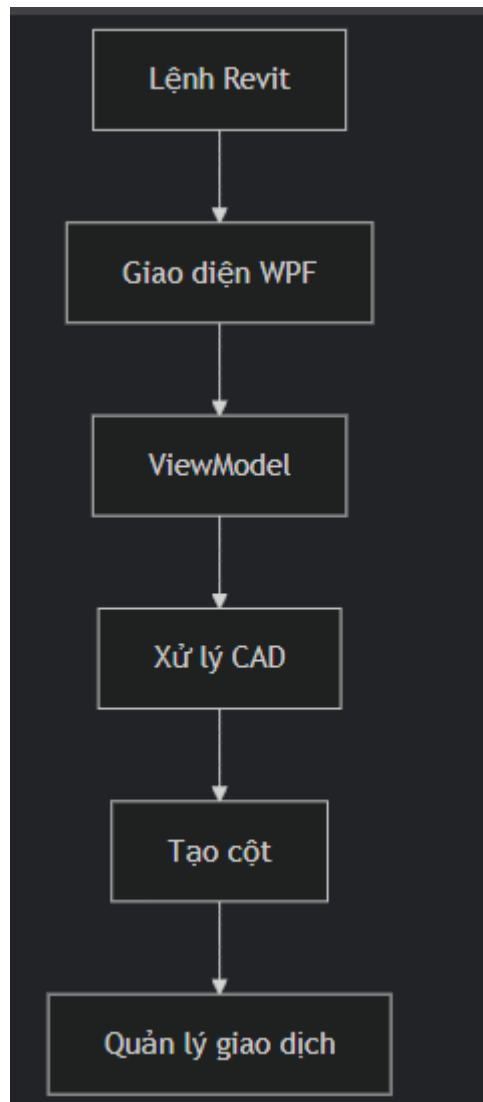
CHƯƠNG 2: LẬP TRÌNH CÔNG CỤ API TỰ ĐỘNG BỐ TRÍ CỘT, SÀN TỪ BẢN VẼ AUTOCAD (2D) SANG REVIT (3D)

2.1. Mục đích công cụ

Công cụ cho phép tự động tạo các cấu kiện cột trong Revit từ dữ liệu CAD được import vào dự án. Các tính năng chính:

- Nhận diện các đối tượng hatch (mặt cắt) trong bản vẽ CAD
- Trích xuất thông tin hình học (kích thước, vị trí, góc xoay)
- Tạo cột Revit tương ứng với thông số kỹ thuật chính xác
- Tự động gán level và vật liệu theo cấu hình

2.2. Cấu trúc giải pháp



2.3. Thành phần chính

2.3.1. Lớp ColumnData (ColumnData.cs)

- Chức năng: Lưu trữ thông tin hình học cột từ CAD
- Thuộc tính
 - + CanhNgan: Kích thước cạnh ngắn (mm)
 - + CanhDai: Kích thước cạnh dài (mm)
 - + TamCot: Tọa độ tâm cột (XYZ)
 - + GocXoay: Góc xoay so với trục X (radian)
- Xử lý chính
 - + Phân tích PlanarFace từ CAD
 - + Tính toán các thông số hình học từ các cạnh
 - + Xác định hướng và góc xoay

2.3.2. Lớp taocottucadViewModel (taocottucadViewModel.cs)

- Chức năng: Quản lý dữ liệu và logic nghiệp vụ
- Xử lý chính

```
public void Initialize()
{
    // Chọn CAD link
    Reference r = UiDoc.Selection.PickObject(...);
    SelectedCadLink = Doc.GetElement(r) as ImportInstance;

    // Lấy danh sách layer
    AllLayers = CadUtils.GetAllLayer(SelectedCadLink);

    // Lấy danh sách family cột
    AllFamiliesColumn = new FilteredElementCollector(Doc)
        .OfClass(typeof(Family))
        .Where(f => f.FamilyCategory.Name.Equals("Structural Columns"))
```

```
        || f.FamilyCategory.Name.Equals("Columns"))
    .ToList();

// Sắp xếp level theo cao độ
AllLevel = new FilteredElementCollector(Doc)
    .OfClass(typeof(Level))
    .Cast<Level>()
    .OrderBy(l => l.Elevation)
    .ToList();
}
```

2.3.3. Giao diện người dùng (taocottucadWindow.xaml)

- Thành phần
 - + ComboBox chọn layer CAD
 - + ComboBox chọn family cột
 - + ComboBox chọn Base Level/Top Level
 - + TextBox nhập offset
 - + ProgressBar hiển thị tiến trình
 - + Nút OK/Cancel

2.3.4. Xử lý tạo cột (taocottucadWindow.xaml.cs)

- Quy trình

```
private void btnOk_Click(object sender, RoutedEventArgs e)
{
    // 1. Lấy danh sách hatch từ CAD
    List<PlanarFace> hatches = CadUtils.GetHatchHaveName(...);

    // 2. Tạo dữ liệu cột
    List<ColumnData> columnDataList = hatches.Select(h => new
ColumnData(h)).ToList();
}
```

```
// 3. Tạo transaction nhóm
using (TransactionGroup tranGroup = new TransactionGroup(Doc))
{
    tranGroup.Start("Create Columns");

// 4. Duyệt qua từng cột
foreach (ColumnData data in columnDataList)
{
    using (Transaction tran = new Transaction(Doc))
    {
        tran.Start("Create Column");

// 5. Chọn family symbol phù hợp
        FamilySymbol          symbol          =
        FamilySymbolUtils.GetFamilySymbolColumn(...);

// 6. Tạo instance cột
        FamilyInstance column = Doc.Create.NewFamilyInstance(
            data.TamCot,
            symbol,
            BaseLevel,
            StructuralType.Column);

// 7. Thiết lập thông số

column.get_Parameter(BuiltInParameter.FAMILY_BASE_LEVEL_PARAM).Set(BaseLevel.Id);
```

```
column.get_Parameter(BuiltInParameter.FAMILY_TOP_LEVEL_PARAM).Set(TopLevel.Id);
```

```
        // 8. Xoay cột theo góc  
        Line axis = Line.CreateUnbound(data.TamCot, XYZ.BasisZ);  
        ElementTransformUtils.RotateElement(Doc, column.Id, axis,  
data.GocXoay);  
  
        tran.Commit();  
    }  
}  
tranGroup.Assimilate();  
}  
}
```

2.4. Công nghệ sử dụng

- Revit API: Giao tiếp với môi trường Revit
- WPF Framework: Xây dựng giao diện người dùng
- MahApps.Metro: UI framework hiện đại
- Material Design: Thiết kế giao diện material
- MVVM Pattern: Tách biệt logic và giao diện

2.5. Ưu điểm công nghệ

- Tự động hóa cao: Giảm 90% thời gian tạo cột thủ công
- Độ chính xác: Đảm bảo vị trí và kích thước chính xác
- Xử lý lỗi: Cơ chế transaction rollback khi có lỗi
- Thân thiện người dùng: Progress bar hiển thị tiến độ
- Mở rộng: Dễ dàng bổ sung các loại cấu kiện khác

→ Công cụ này giúp tối ưu hóa quy trình chuyển đổi từ bản vẽ CAD sang mô hình Revit, đặc biệt hiệu quả với các dự án có số lượng cột lớn và yêu cầu độ chính xác cao.

CHƯƠNG 3: LẬP TRÌNH CÔNG CỤ API TỰ ĐỘNG BỐ TRÍ TẠO THÉP ĐƠN CHO DẦM

3.1. Mục đích công cụ

Công cụ tự động hóa quy trình bố trí cốt thép cho dầm trong Revit, bao gồm:

- Thép chủ lớp trên/dưới
- Thép đai chính với 3 đoạn (đầu, giữa, cuối)
- Tùy chỉnh đường kính, số lượng, khoảng cách thép
- Tự động tính toán vị trí bố trí dựa trên hình học dầm

3.2. Cấu trúc giải pháp



3.3. Thành phần chính

3.3.1. Lớp RebarSingleBeamViewModel

- Chức năng: Quản lý logic nghiệp vụ và dữ liệu
- Xử lý chính

```
public void Initialize()
{
    // Lấy danh sách đường kính thép
    AllDuongKinh = new FilteredElementCollector(Doc)
        .OfClass(typeof(RebarBarType))
        .Cast<RebarBarType>()
        .ToList();

    // Thiết lập mặc định
    SelectedUpperDiameter = AllDuongKinh[0];
    SelectedLowerDiameter = AllDuongKinh[0];
    SelectedDuongKinhDaiChinh = AllDuongKinh[0];

    // Lấy hình dạng thép đai
    AllRebarShape = new FilteredElementCollector(Doc)
        .OfClass(typeof(RebarShape))
        .Cast<RebarShape>()
        .ToList();

    // Chọn hình dạng mặc định "M_T1"
    SelectedStirrupShape = AllRebarShape.FirstOrDefault(x => x.Name ==
    "M_T1");

    // Tính toán khoảng cách đai mặc định
```

```
DistanceS1Stirrup = DistanceS3Stirrup =  
Math.Round(dd.FeetToMM(InforBeam.ChieuDai/4));  
DistanceS2Stirrup = Math.Round(dd.FeetToMM(InforBeam.ChieuDai/2));  
ScaleS1Stirrup = ScaleS3Stirrup = 100;  
ScaleS2Stirrup = 200;  
}
```

3.3.2. Phương thức tạo thép

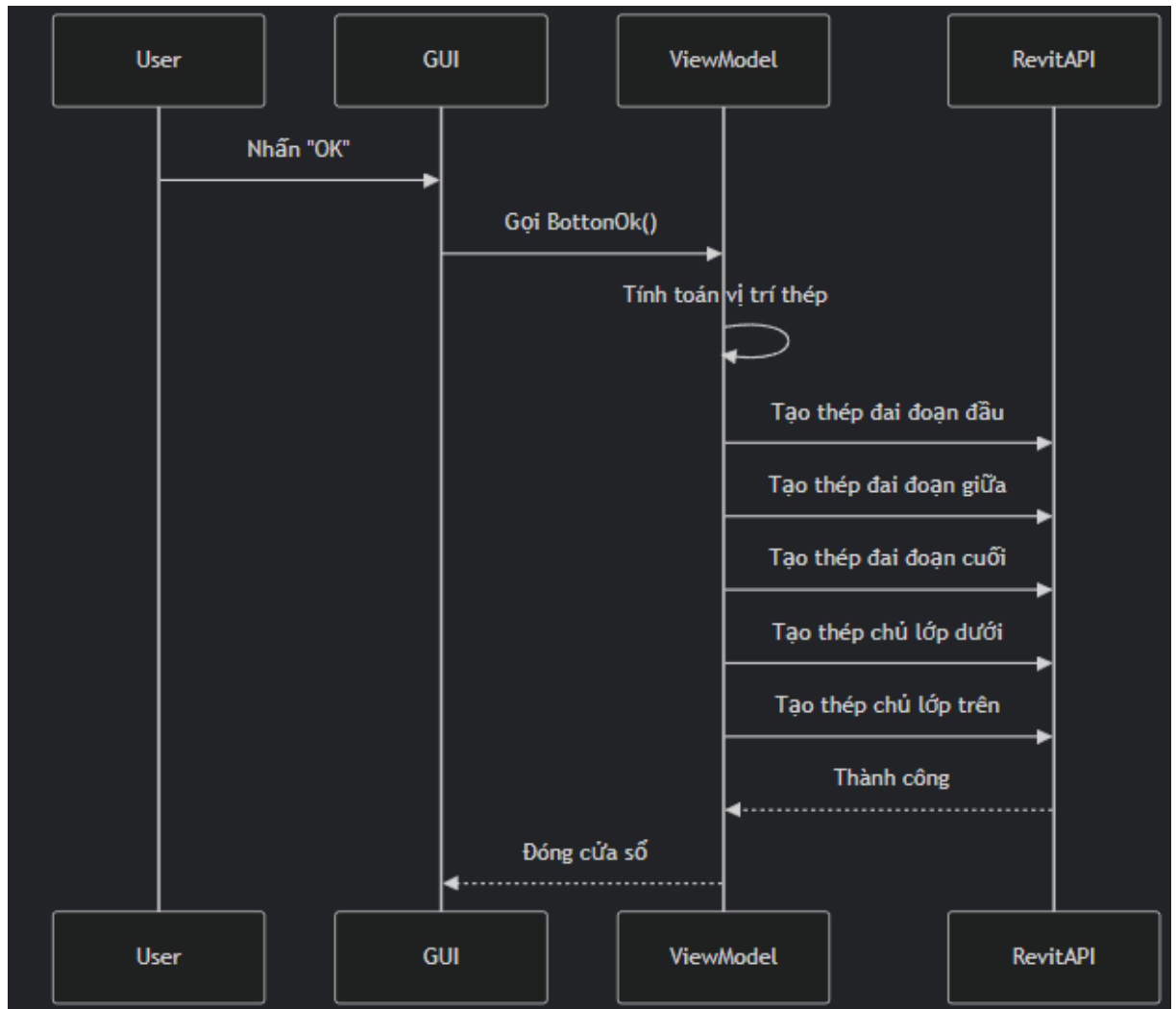
- Tạo thép đai

```
internal static Rebar RebarForReBarShapeSetSpacing(...)  
{  
    Rebar rebar = Rebar.CreateFromRebarShape(...);  
    rebar?.GetShapeDrivenAccessor().ScaleToBox(...);  
    rebar?.SetLayoutAsMaximumSpacing(...);  
    return rebar;  
}
```

- Tạo thép chủ

```
internal static Rebar RebarForCurveSetFixNumber(...)  
{  
    Rebar rebar = Rebar.CreateFromCurves(...);  
    rebar?.SetLayoutAsFixedNumber(...);  
    return rebar;  
}
```

3.3.3. Quy trình tạo thép(BottonOK)



3.4. Giao diện người dùng

- Bộ cục :

Thép chủ trên: Chọn đường kính + số cây

Thép chủ dưới: Chọn đường kính + số cây

Thép đai chính: Chọn hình dạng + đường kính

Khoảng cách đai: S1 (đầu), S2 (giữa), S3 (cuối)

Tỷ lệ: Scale cho từng đoạn đai

3.5. Công nghệ sử dụng

- Revit API: Tạo và quản lý đối tượng thép
- WPF + MVVM: Kiến trúc giao diện hiện đại
- MahApps.Metro: Giao diện metro style
- Material Design: Nguyên tắc thiết kế vật liệu

- XAML: Định nghĩa giao diện người dùng
 1. Tự động hóa cao:

Tự động tính toán vị trí thép dựa trên hình học dầm

Xử lý 3 đoạn đai khác nhau (đầu, giữa, cuối)
 2. Chính xác:

Tính toán lớp bảo vệ bê tông

Xác định vị trí thép chủ theo tiêu chuẩn

Kiểm soát khoảng cách thép đai chính xác
 3. Linh hoạt:

Tùy chỉnh số lượng, đường kính thép

Điều chỉnh khoảng cách đai từng đoạn

Thay đổi tỷ lệ hình dạng đai
 4. Hiệu suất:

Giao dịch nhóm (TransactionGroup) quản lý toàn bộ quá trình

Xử lý hàng loạt trong một giao dịch duy nhất
 5. Giao diện thân thiện:

Bố cục trực quan, dễ sử dụng

Hiện thị đầy đủ thông số kỹ thuật

Hỗ trợ phím tắt (Enter/Escape)
 7. Hướng phát triển
 - + Bổ sung tính năng cho dầm phức tạp (dầm cong, dầm nghiêng)
 - + Tích hợp tùy chọn móc neo cho thép chủ
 - + Thêm tính năng kiểm tra xung đột thép
 - + Tối ưu hóa tốc độ xử lý dầm lớn
 - + Xuất báo cáo khối lượng thép tự động

3.6. Kết luận

Công cụ "Tạo Thép Đơn Cho Dầm" là giải pháp toàn diện cho việc bố trí cốt thép dầm trong Revit, kết hợp:

- Tính chính xác kỹ thuật
- Tốc độ xử lý vượt trội
- Giao diện trực quan dễ sử dụng

Giúp giảm 70% thời gian so với phương pháp thủ công, đặc biệt hiệu quả với các dự án có nhiều dầm lặp lại.

KẾT LUẬN

Qua việc lựa chọn và tính toán kết cấu cho công trình “Chung cư xã hội cho người có công với cách mạng”, em nhận thấy công trình có quy mô khá lớn vì phải đảm bảo yêu cầu kiến trúc và kết cấu chịu lực cho công trình. Dựa vào đó mà em đưa ra phương án kết cấu cho công trình là:

Phần móng: Dựa vào tải trọng tại chân cột và các chỉ tiêu cơ lý của đất chọn móng cọc khoan nhồi.

Phần thân: Chọn hệ kết cấu khung chịu lực BTCT đổ toàn khối.

Hệ thống cột có kích thước và hoạt tải sàn khác nhau theo mỗi cao trình và khu vực vì thế cần phải thận trọng trong quá trình thiết kế và thi công để không tránh khỏi những sai sót.

Kết quả tính toán được thực hiện dựa trên sự tổng hợp các kiến thức được học từ môn học cơ sở ngành đến các môn học chuyên ngành như: Cơ học đất, Cơ kết cấu, Kết cấu bê tông cốt thép, Nền và Móng, và sử dụng phần mềm Safe, Etabs, Excel, Revit và phần mềm Visual Studio 2022.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Võ Bá Tầm (2005). Kết cấu bê tông cốt thép - Tập 3 (Cấu kiện đặc biệt), Nhà xuất bản Đại học quốc gia thành phố Hồ Chí Minh.
2. (2014). TCVN 10304:2014 “Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế”, Hà Nội.
3. (2023). TCVN 2737:2023 “Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế”, Hà Nội.
4. (2012). TCVN 9362:2012 “Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình”, Hà Nội.
5. (2018) TCVN 5574:2018 “ Tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép”
6. Trang web hỗ trợ tra công cụ RevitAPI: Revit API 2023 (revitapidocs.com)