

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
VĂN PHÒNG ROYAL HUY1
(14 TẦNG)

Người hướng dẫn: TS. ĐOÀN THUY KIM PHƯƠNG

Sinh viên thực hiện: ĐOÀN VĂN THIỆN

Số thẻ sinh viên: 111200091

Lớp : 20THXD2

Đà Nẵng, 06/2025

TÓM TẮT

Tên đề tài: Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn Royal Huy1 (14 tầng).

Sinh viên thực hiện: Đoàn Văn Thiện

Số thẻ SV: 111200091

Lớp: 20THXD2

Với đề tài thiết kế kết cấu công trình Khách sạn Royal Huy1 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. Thiết kế mặt bằng tổng thể.
3. Tính toán, bố trí cốt thép sàn tầng điển hình.
4. Tính toán, bố trí cốt thép cầu thang tầng điển hình.
5. Tính hệ khung trục 2.
6. Tính toán móng khung trục 2.
7. Chuyên đề:
 - Ứng dụng phần mềm REVIT để mô phỏng kết cấu công trình.
 - Lập trình chương trình tự động kiểm tra số lượng và phân loại cấu kiện bằng Revit API.

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Họ tên sinh viên: Đoàn Văn Thiện

Số thẻ sinh viên: 111200091

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 Khách sạn Royal Huy1.

Chuyên đề:

- Ứng dụng phần mềm Revit trong mô hình kết cấu công trình
 - Lập trình chương trình tự động kiểm tra số lượng và phân loại cấu kiện bằng Revit API
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 I: 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 2

CHƯƠNG 6: TÍNH TOÁN MÓNG KHUNG TRỤC 2

PHẦN II: CHUYÊN ĐỀ 1: ỨNG DỤNG PHẦN MỀM REVIT ĐỂ MÔ PHỎNG KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

1.1. Giới thiệu phần mềm

- 1.2. Phương pháp tính toán
- 1.3. Thao tác sử dụng phần mềm
- 1.4. Ứng dụng phần mềm trong đồ án

CHUYÊN ĐỀ 2: LẬP TRÌNH CHƯƠNG TRÌNH TỰ ĐỘNG KIỂM TRA SỐ LƯỢNG VÀ PHÂN LOẠI CẤU KIỆN BẰNG REVIT API

- 1.1. Mục tiêu và phạm vi nghiên cứu
- 1.2. Thiết kế cơ sở dữ liệu
- 1.3. Phân tích và thiết kế giải thuật
- 1.4. Lựa chọn ngôn ngữ và lập trình
- 1.5. Kết quả

3. Các bản vẽ, đồ thị (ghi rõ các loại và kích thước bản vẽ): Khổ A1

- Bản vẽ kết cấu: 05
- Bản vẽ kiến trúc: 02
- Bản vẽ móng: 02
- Chuyên đề: 02
- Cộng 11 bản

4. Họ tên người hướng dẫn:	Phần/ Nội dung:
TS. Đoàn Thụy Kim Phương	Toàn bộ ĐATN

5. Ngày giao nhiệm vụ đồ án: 03/2025

6. Ngày hoàn thành đồ án: 16/06/2025

Đà Nẵng, ngày tháng năm 2025

Trưởng BM Tin học xây dựng

Người hướng dẫn

TS. Nguyễn Thanh Hải

TS. Đoàn Thụy Kim Phương

LỜI CẢM ƠN

Trong thời gian 15 tuần, với đề tài “ THIẾT KẾ KẾT CẤU KHÁCH SẠN ROYAL HUY1 ” tôi có nhiệm vụ tìm hiểu kiến trúc, thiết kế kết cấu cho công trình. Tôi đã nhận được sự hỗ trợ, giúp đỡ của nhiều cơ quan, tổ chức, cá nhân. Với tình cảm sâu sắc, chân thành, cho phép tôi được bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc đến tất cả các cá nhân và cơ quan đã tạo điều kiện giúp đỡ trong quá trình thực hiện đồ án.

Đồ án tốt nghiệp là một công trình đầu tay của em. Mặc dù đã cố gắng nhưng kiến thức và kinh nghiệm còn hạn chế nên không tránh khỏi những thiếu sót trong quá trình làm đề tài, em kính mong được sự chỉ dẫn của quý Thầy Cô để em ngày càng hoàn thiện kiến thức của mình hơn.

Dù bận rộn rất nhiều công việc nhưng các Thầy Cô vẫn dành nhiều thời gian và tâm huyết trong việc hướng dẫn em. Thầy Cô luôn quan tâm, chỉ bảo và sửa chữa những vấn đề quan trọng giúp em định hướng và làm việc theo quan điểm đúng đắn, chính sự tận tâm và nhiệt huyết của Thầy Cô đã giúp em có được tinh thần, một niềm tin và khối lượng kiến thức phong phú để đến ngày hôm nay đồ án tốt nghiệp của em đã được hoàn thành

Trước hết, tôi xin chân thành cảm ơn các thầy cô trường Đại Học Bách Khoa Đà Nẵng đã tận tình giảng dạy, truyền đạt những kiến thức quý giá của mình cho tôi nói riêng cũng như các bạn sinh viên nói chung trong suốt thời gian qua. Hơn hết, đồ án tốt nghiệp lần này cũng không thể hoàn thành như mong muốn nếu không có sự hướng dẫn tận tình của TS. Đoàn Thụy Kim Phương. Tôi xin bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc đối với thầy trong hơn 15 tuần qua đã nhiệt tình chỉ dạy cho tôi những kiến thức để tôi có thể hoàn thành đồ án ngày hôm nay.

Tiếp đến tôi xin cảm ơn gia đình, bạn bè đã hỗ trợ và động viên tôi trong quá trình làm đồ án để tôi có thể hoàn thành đồ án ngày hôm nay.

Tôi xin chân thành cảm ơn!

Đà Nẵng , ngày tháng năm 2025

Sinh viên

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đồ án tốt nghiệp với đề tài “Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn Royal Huy1” 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

MỤC LỤC

TÓM TẮT.....	2
NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP	3
LỜI CẢM ƠN.....	i
LỜI CAM ĐOAN.....	ii
MỤC LỤC	iii
DANH MỤC HÌNH ẢNH.....	xi
DANH MỤC BẢNG BIỂU	xiv
DANH SÁCH CÁC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT.....	xvi
MỞ ĐẦU	1
PHẦN I: THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG.....	2
CHƯƠNG 1 : ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC KẾT CẤU CÔNG TRÌNH	3
1.1. Nhu cầu đầu tư xây dựng công trình.....	3
1.2. Vị trí, đặc điểm, điều kiện tự nhiên khu đất xây dựng	4
1.2.1. Vị trí và đặc điểm	4
1.2.2. Điều kiện tự nhiên	4
1.3. Quy mô công trình	5
1.4. Giải pháp kiến trúc.....	6
1.4.1. Giải pháp thiết kế tổng mặt bằng	6
1.4.2. Giải pháp mặt bằng.....	6
1.4.3. Giải pháp mặt cắt.....	7
1.5. Giải pháp kết cấu	7
1.6. Giao thông trong công trình.....	7
1.7. Các giải pháp kỹ thuật	8

1.7.1. Hệ thống chiếu sáng	8
1.7.2. Hệ thống thông gió	8
1.7.3. Hệ thống điện	8
1.7.4. Hệ thống cấp thoát nước.....	8
1.7.5. Hệ thống phòng cháy, chữa cháy	9
1.7.6. Xử lý rác thải.....	9
1.7.7. Giải pháp hoàn thiện	9
1.8. Kết luận.....	9
CHƯƠNG 2 : TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH	10
2.1. Lựa chọn giải pháp kết cấu	10
2.1.1. Hệ kết cấu chịu lực cơ bản	10
2.1.2. Hệ kết cấu chịu lực hỗn hợp.....	10
2.1.3. Hệ kết cấu sàn.....	10
2.1.4. Kết luận	10
2.2. Lựa chọn vật liệu	11
2.2.1. Bê tông	11
2.2.2. Cốt thép	11
2.3. Tiêu chuẩn dùng trong tính toán thiết kế kết cấu	12
2.4. Phương án tính toán kết cấu	12
2.4.1. Mô hình tính toán	12
2.4.2. Các giả thiết tính toán.....	12
2.4.3. Tải trọng lên công trình.....	13
2.4.3.1. Tĩnh tải	13
2.4.3.2. Hoạt tải.....	13
2.4.3.3. Tải trọng gió.....	13

2.4.3.4. Tải trọng động đất.....	14
2.4.3.5. Tổ hợp tải trọng.....	14
2.4.4. Phương pháp tính toán xác định nội lực.....	14
2.4.5. Lựa chọn công cụ tính toán.....	14
2.5. Cơ sở lựa chọn sơ bộ tiết diện.....	15
2.5.1. Chọn sơ bộ chiều dày bản sàn.....	15
2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm.....	15
CHƯƠNG 3 : THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH.....	17
3.1. Sơ đồ sàn tầng điển hình.....	17
3.2. Chọn chiều dày bản sàn.....	17
3.3. Xác định tải trọng tác dụng lên ô sàn.....	18
3.3.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn.....	18
3.3.2. Tĩnh tải.....	18
3.3.2.1. Trọng lượng bản thân vật liệu.....	18
3.3.2.2. Tĩnh tải bản thân hoàn thiện sàn.....	18
3.3.2.3. Tải trọng tường.....	19
3.3.3. Hoạt tải.....	21
3.3.3.1. Hoạt tải sử dụng.....	21
3.3.3.2. Hoạt tải gió.....	23
3.4. Xác định nội lực.....	25
3.5. Tính toán cốt thép.....	28
3.5.1. Tính toán cốt thép cho sàn điển hình.....	28
3.6. Các yêu cầu chọn và bố trí thép sàn.....	30
3.6.1. Khoảng cách lớp bảo vệ.....	30
3.6.2. Chiều dài thép mũ.....	30

3.6.3. Phối hợp cốt thép.....	30
3.7. Tính toán độ võng sàn.....	31
CHƯƠNG 4 : TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ.....	33
4.1. Sơ bộ kích thước	33
4.1.1. Sơ bộ chiều dày bản thang	33
4.1.2. Sơ bộ dầm chiếu tới.....	33
4.2. Tải trọng tác dụng	33
4.2.1. Tĩnh tải	33
4.2.2. Hoạt tải	36
4.3. Sơ đồ tính toán.....	37
4.3.1. Trường hợp gối di động.....	37
4.4. Nội lực bản thang.....	37
4.4.1. Trường hợp gối cố định và gối di động.....	37
4.5. Tính và bố trí thép cầu thang cho tầng điển hình	39
4.5.1. Thép bố trí cho nhịp và gối	39
4.6. Thiết kế dầm chiếu tới	40
4.6.1. Sơ đồ tính	40
4.6.2. Tải trọng	40
4.7. Tính toán dầm chiếu nghỉ	44
4.7.1. Tính nội lực	44
4.7.2. Tính toán thép.....	46
CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN	48
5.1. Tải trọng gió.....	49
5.1.1. Tính toán động đất cho công trình	54
5.1.2. Khai báo các combo sử dụng TCVN 2737-2023	60

5.2. Kiểm tra ổn định tổng thể công trình.....	60
5.2.1. Kiểm tra chuyển vị ngang công trình.....	60
5.2.2. Kiểm tra chuyển vị lệch tầng.....	63
5.2.3. Kiểm tra ổn định chống lật.....	63
5.3. Tính toán dầm khung trục 2.....	64
5.3.1. Gối trái của dầm (B47 Tầng 1 khung trục 2).....	70
5.3.2. Tính toán cốt đai cho dầm cho có lực cắt lớn nhất (B47 Tầng 5 Khung trục 2)	75
5.4. Tính toán thép cột cho khung trục 2.....	76
5.4.1. Cơ sở tính toán.....	76
CHƯƠNG 6 : TÍNH TOÁN MÓNG KHUNG TRỤC 2.....	86
6.1. Điều kiện địa chất công trình.....	86
6.1.1. Địa tầng.....	86
6.1.2. Đánh giá nền đất.....	90
6.1.3. Lựa chọn giải pháp móng.....	91
6.1.3.1. Móng nông.....	91
6.1.3.2. Móng sâu.....	91
6.1.3.3. Cọc ép.....	92
6.1.3.4. Cọc khoan nhồi.....	92
6.2. Đánh giá các chỉ tiêu vật lí của nền đất.....	92
6.2.1. Các giả thuyết tính toán.....	93
6.2.2. Xác định tải trọng truyền xuống móng.....	93
6.2.2.1. Tải trọng tính toán.....	94
6.2.2.2. Tải trọng tiêu chuẩn.....	94
6.3. Thiết kế móng M1.....	94
6.3.1. Chọn vật liệu.....	94

6.3.2. Chọn sơ bộ kích thước tiết diện cọc	95
6.3.3. Chọn kích thước đài	95
6.3.4. Chọn chiều sâu chôn đài.....	96
6.3.5. Sức chịu tải của cọc khoan nhồi.....	96
6.3.5.1. Sức chịu tải theo vật liệu.....	96
6.3.5.2. Sức chịu tải theo đất nền.....	97
6.3.5.3. Sức chịu tải thiết kế của cọc	98
6.3.6. Bố trí và xác định kích thước đài cọc.....	99
6.3.7. Kiểm tra phản lực đầu cọc.....	100
6.3.8. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới đáy mũi cọc	101
6.3.8.1. Áp lực dưới đáy khối móng quy ước	101
6.3.8.2. Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng khối quy ước.....	104
6.3.9. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước.....	105
6.3.10. Tính toán đài cọc	106
6.3.10.1. Kiểm tra điều kiện phá hoại trên mặt phẳng nghiêng	106
6.3.10.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng.....	106
6.3.11. Tính toán cốt thép đài cọc	107
6.3.11.1. Tính toán cốt thép theo phương trục X.....	108
6.3.11.2. Tính toán cốt thép theo phương trục Y.....	109
6.4. Thiết kế móng M2	109
6.4.1. Bố trí và xác định kích thước đài cọc.....	109
6.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc.....	110
6.4.3. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới mũi cọc	111
6.4.3.1. Áp lực dưới đáy khối móng quy ước	111
6.4.3.2. Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng khối quy ước.....	114

6.4.4. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước.....	115
6.4.5. Tính toán đài cọc	116
6.4.5.1. Kiểm tra điều kiện phá hoại trên mặt phẳng nghiêng.....	116
6.4.5.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng.....	116
6.4.6. Tính toán cốt thép đài cọc	117
6.4.6.1. Tính toán thép đài cọc theo phương X.....	118
6.4.6.2. Tính toán cốt thép theo phương Y	119
PHẦN II: CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG	120
CHƯƠNG 7: ỨNG DỤNG PHẦN MỀM REVIT ĐỂ MÔ PHỎNG KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.....	121
7.1. Giới thiệu phần mềm	121
7.1.1. Giới thiệu sơ lược về phần mềm	121
7.1.2. Chức năng của phần mềm	121
7.2. Phương pháp tính toán.....	121
7.3. Các thao tác sử dụng phần mềm	122
7.4. Ứng dụng phần mềm trong đồ án	122
CHƯƠNG 8: LẬP TRÌNH CHƯƠNG TRÌNH TỰ ĐỘNG KIỂM TRA SỐ LƯỢNG VÀ PHÂN LOẠI CẤU KIỆN BẰNG REVIT API	128
8.1. Mục tiêu và phạm vi nghiên cứu	128
8.1.1. Sự cần thiết phải xây dựng chương trình tính	128
8.1.2. Mục tiêu cần đạt được	129
8.1.3. Tổng quan về RevitAPI và Add-in for Revit	129
8.2. Thiết kế cơ sở dữ liệu	130
8.2.1. Các khối dữ liệu đầu vào và mối quan hệ	130
8.2.2. Thiết kế cơ sở dữ liệu đầu vào	130
8.2.3. Các khối dữ liệu đầu ra.....	130

8.3. Phân tích và thiết kế giải thuật.....	130
8.3.1. Thiết kế giải thuật tổng thể của toàn bộ chương trình.....	130
8.3.2. Giải thuật chi tiết và đưa dữ liệu đầu vào.....	131
8.3.3. Giải thuật chi tiết tất cả các modul tính toán.....	131
8.3.4. Giải thuật kết xuất và biểu diễn kết quả.....	133
8.4. Lựa chọn ngôn ngữ và lập trình.....	133
8.4.1. Lựa chọn ngôn ngữ lập trình.....	133
8.4.2. Code của tất cả các modul.....	134
8.5. Kết quả.....	139
8.5.1. Áp dụng trong thiết kế công trình.....	139
8.5.2. Kết luận và kiến nghị.....	140
KẾT LUẬN.....	141
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	142

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1 Mặt đứng trực A-B	3
Hình 3. 1 Sơ đồ sàn tầng điển hình.....	17
Hình 3. 2 Các lớp cấu tạo sàn.....	18
Hình 3. 3 Gán tải trọng hoàn thiện sàn tầng điển hình trong phần mềm Etabs.....	19
Hình 3. 4 Gán tải trọng tường tác dụng lên dầm sàn tầng điển hình trong phần mềm Etabs	21
Hình 3. 5 Gán giá trị hoạt tải theo công năng từng ô sàn trong phần mềm Etabs.....	23
Hình 3. 6 Dải strip bề rộng 1m theo phương X trong Etabs	25
Hình 3. 7 Dải strip bề rộng 1m theo phương Y trong Etabs	26
Hình 3. 8 Biểu đồ Momen của các dải Strip bề rộng 1m theo phương X.....	26
Hình 3. 9 Biểu đồ Momen của các dải Strip bề rộng 1m theo phương Y	27
Hình 4. 1 Các lớp tải trọng tác dụng lên bản nghiêng.....	35
Hình 4. 2 Tải trọng tác dụng lên bản thang	37
Hình 4. 3 Biểu đồ moment	38
Hình 4. 4 Phản lực gối của bản thang.....	38
Hình 4. 5 Biểu đồ lực cắt.....	39
Hình 4. 6 Phản lực của bản thang lên dầm chiếu tới.....	41
Hình 4. 7 Diện tuyến tải vào các dầm của ô sàn	42
Hình 4. 8 Truyền tải dầm vào dầm D1, D2	42
Hình 4. 9 Sơ đồ chất tải của dầm chiếu tới.....	43
Hình 4. 10 Biểu đồ moment dầm chiếu tới	43

Hình 4. 11 Biểu đồ lực cắt của dầm	43
Hình 4. 12 Phản lực bản thang	45
Hình 4. 13 Sơ đồ chất tải dầm chiếu nghỉ	45
Hình 4. 14 Biểu đồ momen dầm chiếu nghỉ.....	46
Hình 4. 15 Biểu đồ lực cắt dầm chiếu nghỉ	46
Hình 5. 1 Mô hình công trình trong Etabs.....	48
Hình 5. 2 Tính toán hệ số hiệu ứng giạt G_f	49
Hình 5. 3 Chu kỳ dao động của hệ kết cấu	50
Hình 5. 4 Hệ số chiết giảm khối lượng được khai báo trong Etabs	54
Hình 5. 5 Bảng tra định gia tốc nền heo TCVN 9386-2012.....	55
Hình 5. 6 Các thông số của đất nền TCVN 9386-2012.....	55
Hình 5. 7 Khai báo Quận Ngũ Hành Sơn- TP Đà Nẵng.....	56
Hình 5. 8 Động đất theo phương X	56
Hình 5. 9 Động đất theo phương Y	57
Hình 5. 10 Sau khi chạy mô hình cần kiểm tra tải trọng động đất.....	58
Hình 5. 11 Moment động đất theo phương X.....	59
Hình 5. 12 Moment động đất theo phương Y.....	59
Hình 5. 13 Chuyển vị theo phương X	61
Hình 5. 14 Chuyển vị lớn nhất theo phương Y	62
Hình 5. 15 Dầm khung trục 2	65
Hình 5. 16 Tiết diện dầm cột khung trục 2.....	66
Hình 5. 17 Biểu đồ Bao moment khung trục 2.....	67
Hình 5. 18 Biểu đồ BAO lực dọc khung trục 2	68
Hình 5. 19 Biểu đồ lực cắt khung trục 2.....	69

Hình 5. 20 Moment gối trái của dầm điển hình.....	70
Hình 5. 21 Moment gối phải của dầm	71
Hình 5. 22 Moment nhịp của dầm điển hình.....	73
Hình 5. 23 Giá trị lực cắt lớn nhất của toàn dầm.....	75
Hình 5. 24 Lực cắt lớn nhất ở cuối tiết dện nghiêng	75
Hình 6. 1 Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M1	100
Hình 6. 2 Sơ đồ móng khối quy ước M1	102
Hình 6. 3 Tháp chọc thủng đài cọc M1	107
Hình 6. 4 Sơ đồ tính thép móng M1	108
Hình 6. 5 Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M2	110
Hình 6. 6 Sơ đồ móng khối quy ước M2.....	112
Hình 6. 7 Tháp chọc thủng đài trên mặt phẳng nghiêng móng M2.....	117
Hình 6. 8 Sơ đồ tính thép móng M2	118
Hình 7. 1 Tạo cao trình.....	122
Hình 7. 2 Tạo hệ lưới trục	122
Hình 7. 3 Vẽ kết cấu cột	123
Hình 7. 4 Vẽ kết cấu dầm vách	123
Hình 7. 5 Vẽ kết cấu sàn	124
Hình 7. 6 Vẽ kết cấu cầu thang	124
Hình 7. 7 Vẽ kết cấu móng	125
Hình 7. 8 3D tổng thể kết cấu công trình	125
Hình 7. 9 3D bố trí thép khung trục 2.....	126
Hình 7. 10 Bố trí thép đài móng	126
Hình 8. 1 Giao diện làm việc và kết quả.....	137

DANH MỤC BẢNG BIỂU

Bảng 1. 1 Công năng các tầng trong công trình	5
Bảng 2. 1 Thông số về bê tông	11
Bảng 2. 2 Thông số về cốt thép	11
Bảng 2. 3 Bảng tổ hợp tải trọng theo TCVN 2737-2023	14
Bảng 3. 1 Trọng lượng bản thân vật liệu	18
Bảng 3. 2 Tĩnh tải hoàn thiện sàn tầng điển hình	19
Bảng 3. 3 Tải trọng tường 200 tác dụng lên dầm tầng điển hình	20
Bảng 3. 4 Tải trọng tường 100 tác dụng lên dầm tầng điển hình	20
Bảng 3. 5 Tải trọng tường 150 tác dụng lên dầm tầng điển hình	21
Bảng 3. 6 Giá trị tiêu chuẩn của sàn các phòng	22
Bảng 3. 7 Nội lực dây strip phương X.....	27
Bảng 3. 8 Nội lực dây strip phương Y.....	27
Bảng 3. 9 Tính toán thép sàn công trình theo các ô sàn dựa vào các dây trips	29
Bảng 4. 1 Tải trọng tĩnh tải bản chiếu nghỉ	34
Bảng 4. 2 Tải trọng các lớp cấu tạo bản nghiêng	36
Bảng 4. 3 Bố trí cốt thép.....	40
Bảng 4. 4 Tải trọng sàn truyền vào dầm chiếu tới.....	41
Bảng 5. 1 Tính toán gió X	52
Bảng 5. 2 Tính toán gió Y	53
Bảng 5. 3 Bảng combo sử dụng khi tính toán	60
Bảng 5. 4 Bảng tính toán cốt thép dầm	74
Bảng 5. 5 Phương pháp tính toán theo một trong hai phương	78
Bảng 5. 6 Tính toán cốt thép cột khung trục 2	82
Bảng 5. 7 Thống kê cốt thép để tiện thi công khung trục 2.....	84

Bảng 6. 1 Đánh giá nền đất	90
Bảng 6. 2 Tổ hợp nội lực tính toán tại chân cột	94
Bảng 6. 3 Tổ hợp nội lực tiêu chuẩn tại chân cột.....	94
Bảng 6. 4 Sức chịu tải của cọc theo đất nền.....	98
Bảng 6. 5 Tính số lượng cọc cho móng M1	99
Bảng 6. 6 Tính số lượng cọc.....	110

DANH SÁCH CÁC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT

KÝ HIỆU:

.....
.....
.....
.....
.....
.....

CHỮ VIẾT TẮT:

.....
.....
.....
.....

MỞ ĐẦU

Đồ án này thực hiện với mục đích tạo cơ sở cho sinh viên có kiến thức về các lĩnh vực xây dựng thiết kế kết cấu. Mục tiêu của đồ án là giúp sinh viên có cái nhìn tổng quan hơn về ngành xây dựng cùng các lĩnh vực liên quan đến xây dựng.

PHẦN I: THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG



GVHD: TS. ĐOÀN THỤY KIM PHƯƠNG

SVTH: ĐOÀN VĂN THIỆN

LỚP: 20THXD2

MSSV: 111200091

Xác nhận của GVHD:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

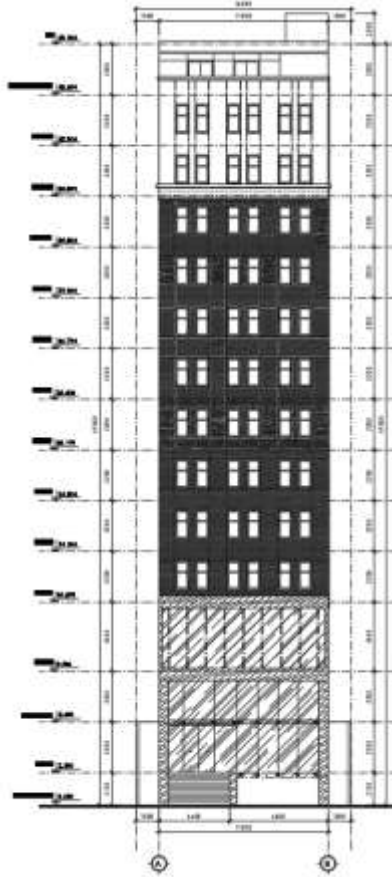
.....

.....

.....

CHƯƠNG 1 : ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

1.1. Nhu cầu đầu tư xây dựng công trình



Hình 1.1 Mặt đứng trực A-B

Những năm gần đây nền kinh tế Việt Nam phát triển mạnh do đó nền kinh tế du lịch ở Đà Nẵng cũng đi lên, bắt nguồn từ sự phát triển mạnh mẽ của ngành du lịch và dịch vụ trong những năm gần đây. Là một trong những thành phố du lịch hàng đầu Việt Nam, Đà Nẵng thu hút hàng triệu lượt khách mỗi năm nhờ sở hữu bãi biển đẹp, khí hậu ôn hòa, hạ tầng giao thông thuận tiện và các danh thắng nổi tiếng. Tuy nhiên, hệ thống cơ sở lưu trú, đặc biệt là các khách sạn chất lượng cao và trung bình tại các khu vực ven biển như Mỹ An, Sơn Trà, Ngũ Hành Sơn... vẫn chưa đáp ứng đủ nhu cầu thực tế, nhất là vào mùa cao điểm. Do đó, việc đầu tư xây dựng các công trình khách sạn không chỉ có tiềm năng khai thác hiệu quả, sinh lời cao mà còn góp phần thúc đẩy phát triển kinh tế - xã hội và nâng cao chất lượng dịch vụ du lịch tại thành phố Đà Nẵng.

Khách sạn Royal Huy 1 được định hướng là một công trình lưu trú hiện đại, đạt tiêu chuẩn từ 3 đến 4 sao, tọa lạc tại vị trí đắc địa thuộc phường Mỹ An, quận Ngũ Hành Sơn – khu vực trung tâm du lịch ven biển của thành phố Đà Nẵng. Với lợi thế nằm gần bãi biển Mỹ Khê, các khu nghỉ dưỡng cao cấp, trung tâm thương mại và các điểm tham quan nổi tiếng, Royal Huy 1 hứa hẹn sẽ trở thành điểm dừng chân lý tưởng cho du khách trong nước và quốc tế. Công trình không chỉ đáp ứng nhu cầu lưu trú ngày càng tăng mà còn góp phần hoàn thiện hạ tầng du lịch địa phương, tạo việc làm, và đóng góp tích cực vào sự phát triển kinh tế - xã hội của khu vực. Việc đầu tư xây dựng khách sạn Royal Huy 1 là bước đi chiến lược, phù hợp với định hướng phát triển ngành du lịch của thành phố Đà Nẵng đến năm 2030.

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

1.2.1. Vị trí và đặc điểm

Địa điểm xây dựng công trình “ Khách sạn Royal Huy 1” được xây dựng tại Lô 06-B45 khu tái định cư Nam Phan Tứ và Lô 248-25 tổ 27, phường Mỹ An, Quận Ngũ Hành Sơn, Thành phố Đà Nẵng.

Chức năng sử dụng của công trình khách sạn là cung cấp dịch vụ lưu trú, nghỉ dưỡng và các tiện ích đi kèm phục vụ nhu cầu ăn ở, sinh hoạt, làm việc và giải trí của du khách trong nước và quốc tế. Đồng thời, khách sạn còn đóng vai trò là một mắt xích quan trọng trong chuỗi hạ tầng dịch vụ du lịch của địa phương, góp phần nâng cao chất lượng dịch vụ và hình ảnh điểm đến.

Công trình với quy mô 14 tầng cao 49.5 (m) nằm gần bãi biển Mỹ Khê, các khu nghỉ dưỡng cao cấp, trung tâm thương mại và các điểm tham quan nổi tiếng.

1.2.2. Điều kiện tự nhiên

Theo Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia QCVN 02:2022/BXD – Quy chuẩn kỹ thuật quốc gia về số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng, thành phố Đà Nẵng thuộc vùng khí hậu III của Việt Nam với đặc điểm khí hậu như sau:

Nhiệt độ trung bình năm: khoảng 25–26°C

Nhiệt độ cao nhất trung bình: khoảng 33–37°C vào mùa hè

Nhiệt độ thấp nhất trung bình: khoảng 18–20°C vào mùa đông

Độ ẩm tương đối trung bình năm: khoảng 85%

Lượng mưa trung bình năm: khoảng 2.500–3.000 mm, tập trung vào các tháng 9–12 (mùa mưa)

Số giờ nắng trong năm: khoảng 2.000–2.500 giờ

Tốc độ gió trung bình: 2–3 m/s, nhưng có thể mạnh hơn vào mùa bão

Hướng gió chủ đạo:

- Mùa hè: gió Tây Nam
- Mùa đông: gió Đông Bắc

Ảnh hưởng bão: Đà Nẵng có nguy cơ bị ảnh hưởng bởi bão và áp thấp nhiệt đới, đặc biệt từ tháng 8 đến tháng 11 hằng năm.

Địa chất ở Khu vực Mỹ An – Ngũ Hành Sơn có đặc điểm địa chất ven biển, đất yếu tầng nông, nước ngầm cao phải đòi hỏi khảo sát địa chất kỹ lưỡng và giải pháp móng phù hợp khi đầu tư xây dựng công trình như khách sạn.

1.3. Quy mô công trình

Hạng mục công trình đang thiết kế là một khối nhà gồm 14 tầng nổi bằng bê tông cốt thép.

Mặt bằng của công trình là một hình thang có diện tích đường bao ngoài là $18.5 \times 11 m^2$ kéo dài từ dưới lên trên.

Đỉnh cao nhất của công trình tính từ mặt đất thiên nhiên có cao độ là 51.5m.

Bảng 1. 1 Công năng các tầng trong công trình

Tầng	Chiều cao tầng	Cao độ tầng	Công năng
	(m)	(m)	
Bán hầm	2.1	0	Bãi đậu xe
1	3.3	2.1	WC, Sảnh đón
Lửng	3.3	5.4	WC, Sảnh đón, phòng ở
2	4.5	8.7	WC, nhà hàng
3	3.3	13.2	WC, phòng ở
4	3.3	16.5	WC, phòng ở
5	3.3	19.8	WC, phòng ở
6	3.3	23.1	WC, phòng ở

7	3.3	26.4	WC, phòng ở
8	3.3	29.7	WC, phòng ở
9	3.3	33	WC, phòng ở
10	3.3	36.3	WC, phòng ở
11	3.3	39.6	WC, phòng ở
12	3.3	42.9	WC, phòng ở
Kỹ thuật	3.3	46.2	WC, kho, phòng ăn, giải trí thoáng mát
Mái		49.5	

1.4. Giải pháp kiến trúc

1.4.1. Giải pháp thiết kế tổng mặt bằng

Qui hoạch tổng mặt bằng được lập phù hợp với qui hoạch chung của sở xây dựng thành phố. Công trình được qui hoạch dựa trên sự phân tích về yếu tố khí hậu của khu vực như: hướng nắng, hướng gió, giao thông và các yếu tố khác tác động tới công trình.

Từ sự phân tích đó định vị được hướng chính của công trình, chọn vị trí xây dựng công trình sao cho hợp lý về không gian, đảm bảo giao thông đi lại thuận lợi.

1.4.2. Giải pháp mặt bằng

Mặt bằng tầng hầm làm nhà để xe ô tô, xe máy, phòng kỹ thuật, lõi xuống tầng hầm được bố trí phía trước đường chính, có cầu thang máy và cầu thang bộ đi lên.

Tầng 1 phía trước có sảnh đón, khu vực tiếp khách chờ, phòng điều hành, WC, lõi lên thang máy, thang bộ.

Tầng lửng có bố trí thêm 2 phòng nhỏ và WC.

Tầng 2 có nhà hàng ăn sáng, khu bếp và phụ trợ.

Tầng 3-10 có tất cả 6 phòng ở, hành lang giữa, cầu thang thoát hiểm và thang máy.

Tầng 11,12 có 1 phòng vip, 1 sảnh chờ, 4 phòng ở tiêu chuẩn.

Tầng kỹ thuật có kho, khu vực BBQ ngoài trời.

Mái có bồn chứa nước

Công trình thuộc loại công trình lớn ở Ngũ Hành Sơn, Đà Nẵng với hình khối kiến trúc được thiết kế theo kiến trúc hiện đại tạo nên từ các khối lớn tạo nên sự hoành tráng của công trình.

Bao quanh công trình là hệ thống tường có lúc là liên tục từ dưới lên, có lúc là hệ thống các cửa sổ được ngăn cách bởi các mảng tường. Điều này tạo cho công trình có một dáng vẻ kiến trúc rất hiện đại, thể hiện được sự sang trọng và hoành tráng.

1.4.3. Giải pháp mặt cắt

Dựa vào đặc điểm sử dụng và các điều kiện vệ sinh ánh sáng, thông hơi thoáng gió cho các phòng ta chọn chiều cao các tầng như sau:

Tầng hầm cao 2.1 (m).

Tầng 1, lửng cao 3.3 (m).

Tầng 2 cao 4.5 (m).

Tầng 3 – mái cao 3.3 (m).

1.5. Giải pháp kết cấu

Ngày nay, trên thế giới cũng như ở Việt Nam việc sử dụng kết cấu bê tông cốt thép trong xây dựng trở nên rất phổ biến. Đặc biệt trong xây dựng nhà cao tầng, bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi do có những ưu điểm sau:

- + Giá thành của kết cấu bê tông cốt thép thường rẻ hơn kết cấu thép đối với những công trình có nhịp vừa và nhỏ chịu tải như nhau.
 - + Bền lâu, ít tốn tiền bảo dưỡng, cường độ ít nhiều tăng theo thời gian. Có khả năng chịu lửa tốt.
 - + Dễ dàng tạo được hình dáng theo yêu cầu của kiến trúc.
 - + Chính vì các lý do trên mà sử dụng giải pháp hệ khung bằng BTCT đổ toàn khối. Hệ thống thang bộ, thang máy là lõi trung tâm đảm bảo sự bền vững, chắc chắn cho công trình.
- m
- + Công trình có hệ kết cấu chính là khung chịu lực, sàn BTCT đúc toàn khối.
 - + Tường xây bảo vệ che nắng mưa, gió công trình. Vách bao che là tường 200 (mm) được xây gạch ống, vách ngăn giữa các phòng là tường 100 (mm) được xây bằng gạch ống
 - + Móng, cột, dầm là hệ chịu lực chính trong công trình.

1.6. Giao thông trong công trình

Giao thông theo phương ngang: Tầng hầm có ram dốc, có lối đi bộ lên sảnh hoặc thang máy, giữa mỗi tầng có hành lang giữa, hành lang này nối liền giữa các phòng và cầu thang.

Giao thông theo phương đứng: Thang máy được bố trí ở bên hông công trình, 2 thang bộ được bố trí ở 2 đầu hành lang đồng thời là lối thoát hiểm.

1.7. Các giải pháp kỹ thuật

1.7.1. Hệ thống chiếu sáng

Các phòng ở trong các căn hộ đều có cửa sổ hướng ra ngoài công trình, điều này làm cho các phòng ở được thông thoáng và đủ ánh sáng.

Hệ chiếu sáng LED

1.7.2. Hệ thống thông gió

Tận dụng tối đa thông gió tự nhiên qua hệ thống cửa sổ. Ngoài ra sử dụng hệ thống điều hoà không khí được xử lý theo hệ thống đường ống chạy theo các hộp kỹ thuật theo phương đứng, và chạy trong trần theo phương ngang phân bố đến các vị trí tiêu thụ.

1.7.3. Hệ thống điện

Sử dụng nguồn điện khu vực do thành phố cung cấp với hiện trạng nguồn điện sẵn có. Ngoài ra còn sử dụng nguồn điện dự phòng để đảm bảo cung cấp điện khi có sự cố.

Nguồn chính: Là nguồn điện 3 pha của Thành Phố.

Nguồn dự phòng: Là máy phát điện 3 pha đủ công suất chiếu sáng và thang máy.

Đối với công trình bình quân 8kW/người thì cần máy phát điện khoảng 2100kW/ngày để cung cấp điện lúc cần thiết.

Tủ điện tầng, cáp ngầm, ống đi dây âm tường, có hệ thống tiếp địa an toàn

Ổ cắm – thiết bị phù hợp tiêu chuẩn khách sạn (ổ đa năng, có USB...).

1.7.4. Hệ thống cấp thoát nước

Nước từ hệ thống cấp nước của Thành Phố chảy vào hồ nước ngầm đặt bên ngoài công trình. Tại đây có bố trí trạm bơm để bơm nước lên hồ nước mái.

Thoát nước: Nước thải từ các thiết bị vệ sinh được tập trung lại và chảy qua ống thoát nước vào trạm xử lý nước thải. Nước thải sau khi được xử lý sẽ chảy vào hệ thống cống thoát nước của Thành Phố. Nước mưa qua hệ thống ống dẫn sẽ chảy trực tiếp vào hệ thống cống thoát nước của Thành Phố Trung bình một người dùng 100 L/ngày nên cần thiết kế bể nước cho công trình chứa gần 2650 L/ngày để sử dụng khi cần thiết.

1.7.5. Hệ thống phòng cháy, chữa cháy

Hệ thống báo cháy: Vì là nơi tập trung đông người và là nhà cao tầng nên việc phòng cháy chữa cháy rất quan trọng.

Hệ thống chữa cháy: Công trình được trang bị hệ thống phòng cháy chữa cháy trên mỗi tầng và trong mỗi căn hộ, siêu thị cũng như các phòng chức năng khác có lắp đặt thiết bị báo cháy và chữa cháy tự động trước khi có sự can thiệp của lực lượng chữa cháy.

Công trình có hệ thống chữa cháy cấp thời được thiết lập với hai nguồn nước: Bể nước trên mái với hai máy bơm nước chữa cháy động cơ xăng 15HP, các họng cứu hỏa đặt tại vị trí hành lang cầu thang, ngoài ra còn có hệ thống chữa cháy cục bộ sử dụng bình khí CO₂.

1.7.6. Xử lý rác thải

Rác thải ở mỗi tầng sẽ được thu gom và đưa xuống tầng kỹ thuật, tầng hầm bằng ống thu rác. Rác thải được xử lý mỗi ngày.

1.7.7. Giải pháp hoàn thiện

Vật liệu hoàn thiện sử dụng các loại vật liệu tốt đảm bảo chống được mưa nắng sử dụng lâu dài. Nền lát gạch Granite. Tường được quét sơn chống thấm.

Các khu phòng vệ sinh, nền lát gạch chống trượt.

Vật liệu trang trí dùng loại cao cấp, sử dụng vật liệu đảm bảo tính kỹ thuật cao, màu sắc trang nhã trong sáng tạo cảm giác thoải mái khi nghỉ ngơi.

1.8. Kết luận

Qua đánh giá về mặt thẩm mỹ kiến trúc, khả thi về mặt kết cấu và sự phù hợp của các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật công trình, cũng như ý nghĩa về mặt kinh tế xã hội mà công trình đem lại cho thấy việc xây dựng công trình “ KHÁCH SẠN ROYAL HUY1 ” là rất hợp lý và hoàn toàn cần thiết trong xu thế hiện nay. Nó góp phần giải quyết nhu cầu sinh hoạt cho khách du lịch ở khu vực biển Tp Đà Nẵng và các khu vực lân cận. Đồng thời nó cũng tạo được một phần nào điểm nhấn cho kiến trúc, tăng thêm vẻ đẹp của đô thị. Góp phần thúc đẩy phát triển kinh tế xã hội ở khu vực.

CHƯƠNG 2 : TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

2.1. Lựa chọn giải pháp kết cấu

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 không gian kết hợp lõi cứng và hệ giằng làm kết cấu chịu lực cho công trình:

Tăng ổn định công trình trước tải trọng ngang do gió và động đất.

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 không gian có thể sử dụng hiệu quả với các kết cấu nhà cao tầng (>10 tầng).

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 khung không gian.

2.2. Lựa chọn vật liệu

2.2.1. Bê tông

Bảng 2. 1 Thông số về bê tông

Cấp độ bền	Thông số vật liệu	Kết cấu sử dụng
B30	$R_b = 17 \text{ MPa}$ $R_{bt} = 1.15 \text{ MPa}$ $E_b = 32.5 \times 10^3 \text{ MPa}$ $\gamma = 2.5 \text{ T/m}^3$	Tất cả cấu kiện

Trong đó:

R_b : cường độ chịu nén tính toán dọc trục của bê tông.

R_{bt} : Cường độ chịu kéo tính toán dọc trục của bê tông.

E_b : Modun đàn hồi ban đầu của bê tông khi nén và kéo.

γ : Trọng lượng riêng của bê tông.

2.2.2. Cốt thép

Bảng 2. 2 Thông số về cốt thép

Loại thép	Thông số vật liệu	Kết cấu sử dụng
CB240-T ($d < 10$)	$R_s = R_{sc} = 210 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 170 \text{ MPa}$ $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$	Cốt thép có $\varnothing < 10 \text{ mm}$
CB400-V ($d \geq 10$)	$R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 280 \text{ MPa}$ $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$	Cốt thép dọc kết cấu các loại có $\varnothing \geq 10 \text{ mm}$

Trong đó:

R_s : Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép (TTGH I).

R_{sc} : Cường độ chịu nén tính toán của cốt thép.

R_{sw} : Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép ngang

$R_{s,ser}$: Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép (TTGH II)

E_s : Mô đun đàn hồi của cốt thép.

2.3. Tiêu chuẩn 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 5575 – 2012 : Kết cấu Thép và 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 9395 – 2012 : Cọc khoan nhồi – Thi công và nghiệm thu

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.

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 dưới 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. Riêng các kết cấu chịu lực chính máy tính tự động xác định nên không đề cập đến.

2.4.3.2. Hoạt tải

Hoạt tải tính toán được xác định theo tiêu chuẩn Tải trọng và tác động: TCVN 2737-2023. Trong bảng tính tải trọng của phụ lục cũng đã đề cập đến cho các trường hợp khác nhau của hoạt tải.

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 toà nhà lớn hơn 40m nên cần phải tính toán thành phần động tải trọng gió.

Thành phần gió tĩnh được tính theo công thức:

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

Trong đó:

W_k : áp lực gió tính toán (kG/m²)

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

$W_{3s,10} = \gamma_T \cdot W_0$ với γ_T là hệ số chuyển đổi áp lực gió từ chu kỳ 10 lặp 20 năm xuống 10 năm, lấy $\gamma_T = 0.852$; W_0 là áp lực gió cơ sở (daN/m²), được lấy theo phân vùng gió trên lãnh thổ Việt Nam theo địa danh hành chính hoặc theo bản đồ phân vùng áp lực gió

$k(z_e)$: Hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình tại độ cao tương ứng z_e

c : Hệ số khí động

G_f : là hệ số hiệu ứng giạt

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 .

2.4.3.5. Tổ hợp tải trọng

Bảng 2. 3 Bảng tổ hợp tải trọng theo TCVN 2737-2023

Tải trọng	Tĩnh tải	Hoạt tải	Gió X	Gió -X	Gió Y	Gió -Y	EX	EY	
TH1	1	1							
TH2	1		1						
TH3	1			1					
TH4	1				1				
TH5	1					1			
TH6	1	1	0.9						
TH7	1	1		0.9					
TH8	1	1			0.9				
TH9	1	1				0.9			
TH10	1	0.9	1						
TH11	1	0.9		1					
TH12	1	0.9			1				
TH13	1	0.9				1			
TH14	1	1					1	0.3	
TH15	1	1					0.3	1	
BAO	= ENVELOP(TH1,TH2,TH3,.....,TH14,TH15)								

2.4.4. Phương pháp tính toán xác định nội lực

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

Sử dụng trình ứng dụng Microsoft Excel. Chương trình này có ưu điểm là tính toán đơn giản, thuận tiện khi sử dụng và kiểm tra độ chính xác của kết quả tính.

2.4.5. Lựa chọn công cụ tính toán

Phần mềm ETABS tính nội lực cấu kiện đơn giản, xác định chuyển vị khung không gian

Các phần mềm Microsoft Office.

2.5. Cơ sở lựa chọn sơ bộ tiết diện

2.5.1. Chọn sơ bộ chiều dày bản sàn

Lựa chọn chiều dày bản sàn theo công thức sau: $h_b = \frac{D}{m} l$

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.

Đối với sàn tầng điển hình:

Khi $l_2/l_1 \leq 2$: Bản kê 4 cạnh, khi $l_2/l_1 > 2$: Bản loại dầm.

Ta có: $h_s = \frac{1}{40} \times 5250 = 131$ (mm). Ta chọn chiều dày sàn $h_s = 150$ mm cho sàn tầng điển hình.

2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm

Chọn kích thước dầm chính

Khoảng cách cột lớn nhất theo 2 phương là bằng 11m. Nên ta có sơ bộ tiết diện dầm chính như sau:

$$\text{Chiều cao dầm: } h_{dc} = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{12} \right) l = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{12} \right) \times 11000 = (687 \div 916) \text{ (mm)}$$

Do chiều cao tầng là 3m3 nên công trình được xét tới sự thông thùy của phòng nên phương án được đưa ra là dầm bẹt.

Chọn $h_{dc} = 650$ mm

Bề rộng dầm: $b_{dc} = 1200$ mm

Vậy dầm chính có kích thước tiết diện : $b \times h = 1200 \times 650$ (mm)

Khoảng cách cột lớn nhất theo 2 phương là bằng 6,2m. Nên ta có sơ bộ tiết diện dầm chính như sau:

$$\text{Chiều cao dầm: } h_{dc} = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) l = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) \times 6200 = (387 \div 620) \text{ (mm)}$$

Chọn $h_{dc} = 600 \text{ mm}$

$$\text{Bề rộng dầm: } b_{dc} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) h_{dc} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2} \right) \times 600 = (200 \div 300) \text{ (mm)}$$

Chọn $b_{dc} = 300 \text{ mm}$

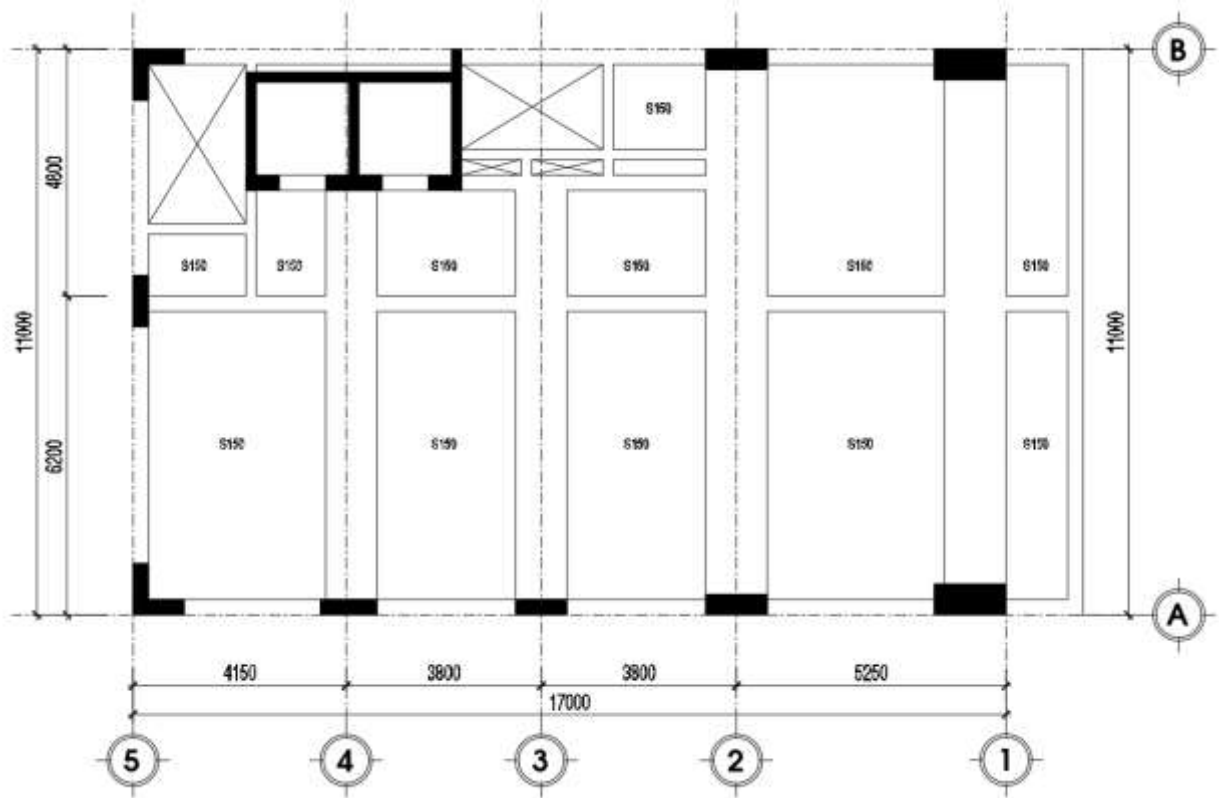
Vậy dầm chính có kích thước tiết diện : $b \times h = 300 \times 600 \text{ (mm)}$

Chọn kích thước dầm phụ

Vậy dầm phụ có kích thước tiết diện : $b \times h = 300 \times 500 \text{ (mm)}$

CHƯƠNG 3 : THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

3.1. Sơ đồ sàn tầng điển hình



Hình 3. 1 Sơ đồ sàn tầng điển hình

3.2. Chọn chiều dày bản sàn

Lựa chọn chiều dày bản sàn theo công thức sau: $h_b = \frac{D}{m} l$

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.

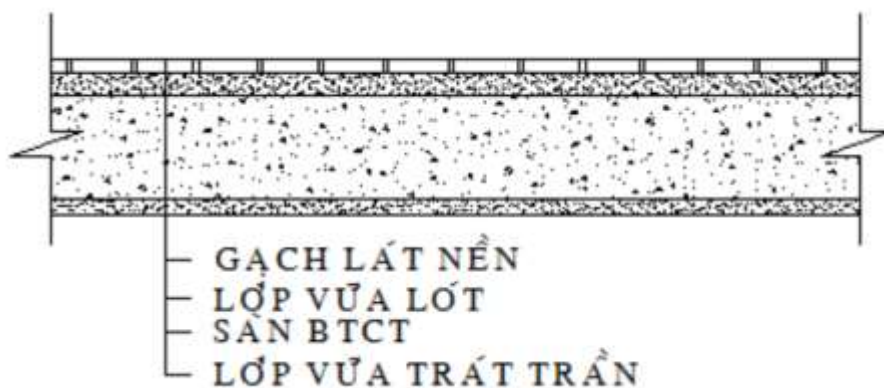
Đối với sàn tầng điển hình:

Khi $l_2/l_1 \leq 2$: Bản kê 4 cạnh, khi $l_2/l_1 > 2$: Bản loại dầm.

Ta có: $h_s = \frac{1}{40} \times 5250 = 131$ (mm). Ta chọn chiều dày sàn $h_s = 150$ mm cho sàn tầng điển hình.

3.3. Xác định tải trọng tác dụng lên ô sàn

3.3.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn



Hình 3. 2 Các lớp cấu tạo sàn

3.3.2. Tính tải

3.3.2.1. Trọng lượng bản thân vật liệu

Bảng 3. 1 Trọng lượng bản thân vật liệu

Số TT	Loại vật tư	Trọng lượng riêng (kG/m ³)
1	Bê tông cốt thép	2500
2	Vữa xi măng	1800
3	Tường xây gạch rỗng	1500
4	Tường xây gạch đặc	1800
5	Bê tông không cốt thép	2200
6	Thép	7850

3.3.2.2. Tính tải bản thân hoàn thiện sàn

Ký hiệu:

δ_i : bề dày mỗi lớp vật liệu

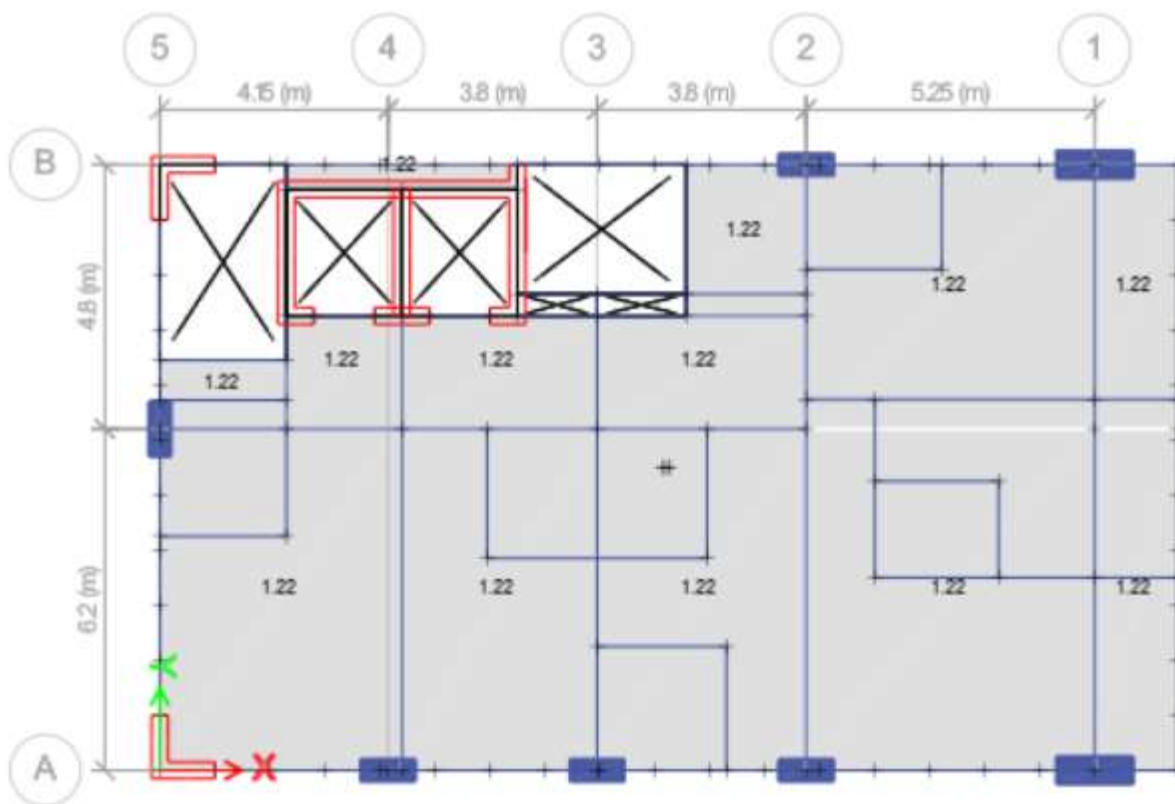
γ_i : trọng lượng riêng của vật liệu

n_i : hệ số độ tin cậy

Sàn phòng, hành lang, ban công, kho (SP,SHL, SBC, SK):

Bảng 3. 2 Tĩnh tải hoàn thiện sàn tầng điển hình

STT	Lớp cấu tạo	Chiều dày (mm)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Trị tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số độ tin cậy về tải trọng	Trị tính toán (kN/m ²)
1	Gạch lát nền	15	20	0.30	1.1	0.33
2	Vữa XM lót	20	18	0.36	1.3	0.468
3	Bản BTCT	0	25	0.00	1.1	0
4	Vữa trát	15	18	0.27	1.3	0.351
5	Trần thạch cao			0.07	1.2	0.0804
Tổng cộng				0.93		1.22



Hình 3. 3 Gán tải trọng hoàn thiện sàn tầng điển hình trong phần mềm Etabs

3.3.2.3. Tải trọng tường

Tải trọng tường 200mm trên dầm :

Tường xây gạch đặc dày 200. Cao 3.3 m

Bảng 3.3 Tải trọng tường 200 tác dụng lên dầm tầng điển hình

STT	Các lớp cấu tạo	Chiều dày δ (mm)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Tải tiêu chuẩn g^{tc} (kN/m)	Hệ số độ tin cậy n	Tải tính toán gtts (kN/m)
1	Gạch xây	200	18	11.88	1.1	13.07
2	2 lớp trát	30	18	1.78	1.3	2.32
3	Tải trọng phân bố trên 1m dài			13.66		15.38

Tải trọng tường 100mm trên dầm :

Tường xây gạch đặc 100. Cao 3.3 m

Bảng 3.4 Tải trọng tường 100 tác dụng lên dầm tầng điển hình

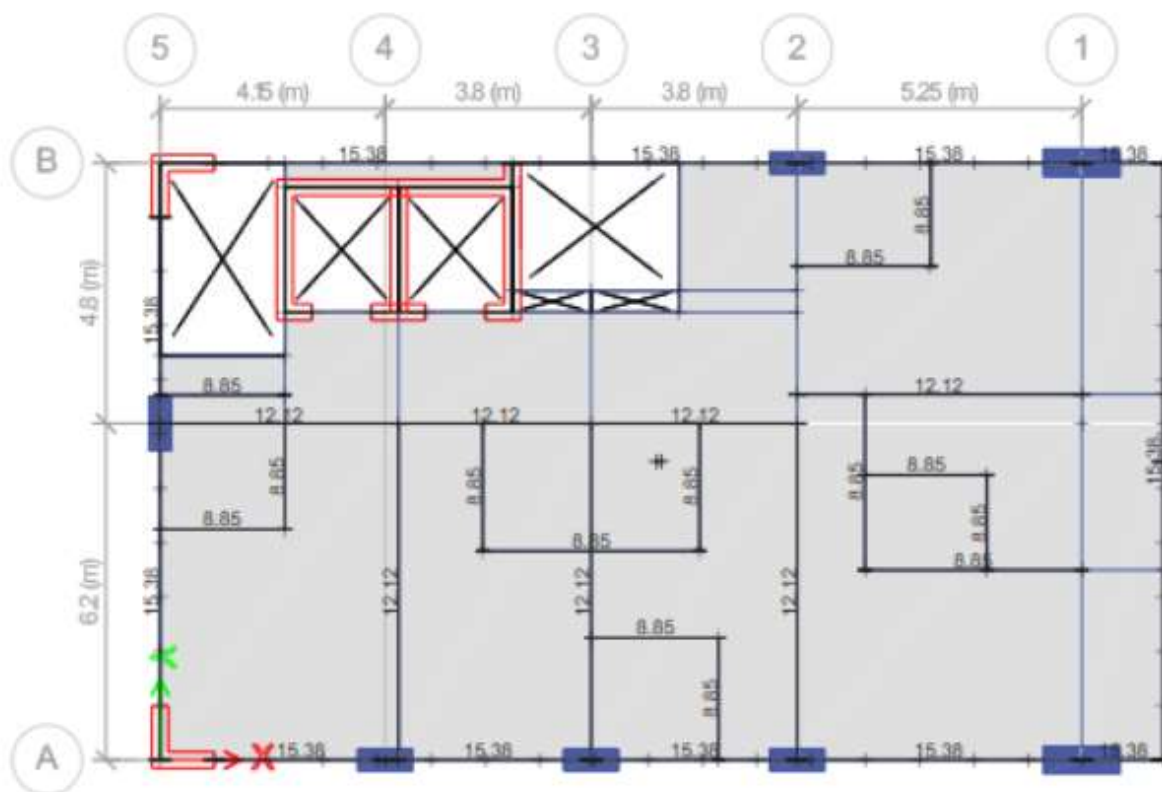
STT	Các lớp cấu tạo	Chiều dày δ (mm)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Tải tiêu chuẩn g^{tc} (kN/m)	Hệ số độ tin cậy n	Tải tính toán gtts (kN/m)
1	Gạch xây	100	18	5.94	1.1	6.53
2	2 lớp trát	30	18	1.78	1.3	2.32
3	Tải trọng phân bố trên 1m dài			7.72		8.85

Tải trọng tường 150mm lên dầm :

Tường xây gạch đặc 150. Cao 3.3 m

Bảng 3. 5 Tải trọng tường 150 tác dụng lên dầm tầng điển hình

STT	Các lớp cấu tạo	Chiều dày δ (mm)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Tải tiêu chuẩn g^{tc} (kN/m)	Hệ số độ tin cậy n	Tải tính toán gttts (kN/m)
1	Gạch xây	150	18	8.91	1.1	9.80
2	2 lớp trát	30	18	1.78	1.3	2.32
3	Tải trọng phân bố trên 1m dài			10.69		12.12



Hình 3. 4 Gán tải trọng tường tác dụng lên dầm sàn tầng điển hình trong phần mềm Etabs

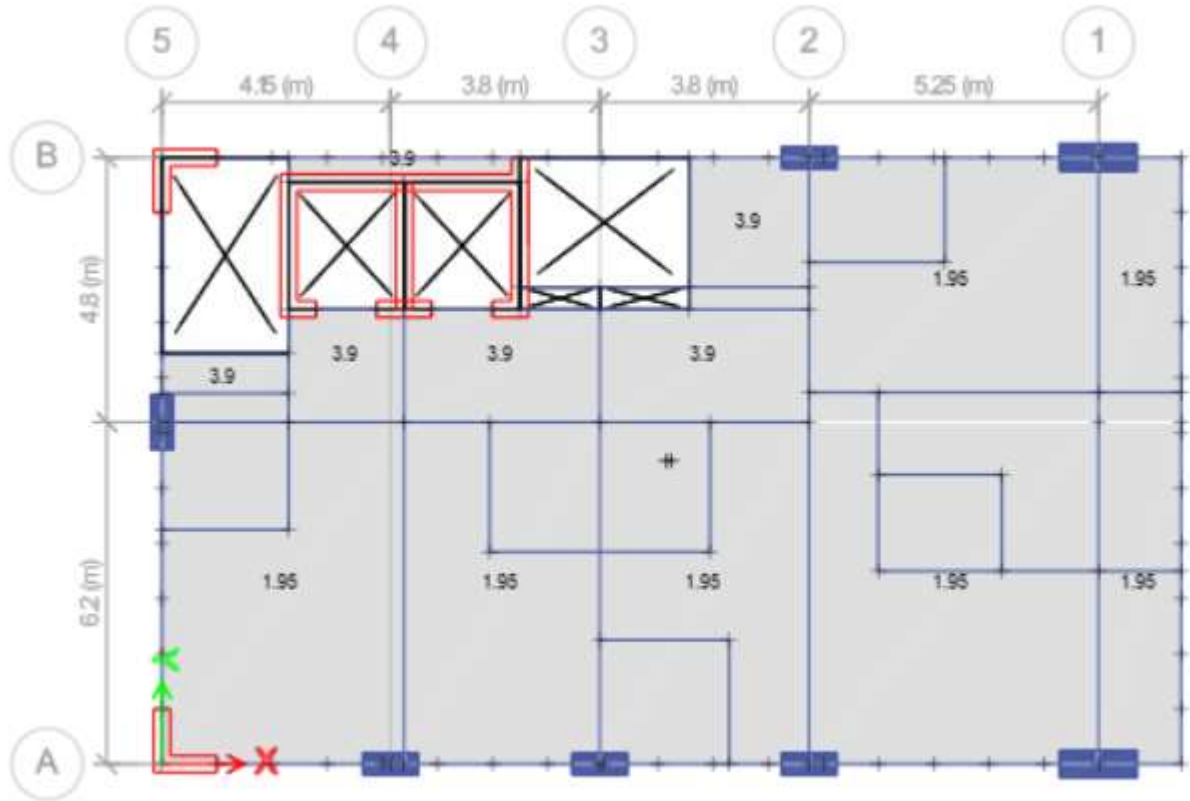
3.3.3. Hoạt tải

3.3.3.1. 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.

Bảng 3. 6 Giá trị tiêu chuẩn của sàn các phòng

STT	Loại phòng	Tải tiêu chuẩn ptc (kN/m ²)	Hệ số độ tin cậy gf	Tải tính toán ptts (kN/m ²)
1	Phòng	1.5	1.3	1.95
2	Sảnh, hành lang	3	1.3	3.9
3	Sàn ban công	2	1.3	2.6
4	Nhà vệ sinh	1.5	1.3	1.95
5	Cầu thang bộ	3	1.3	3.9
6	Văn phòng	4	1,3	5,2
7	Hầm để xe	5	1.3	6.5



Hình 3. 5 Gán giá trị hoạt tải theo công năng từng ô sàn trong phần mềm Etabs

3.3.3.2. Hoạt tải gió

Giá trị tiêu chuẩn của tải trọng gió W_k tại độ cao tương đương z_e được xác định theo công thức:

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

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, tính bằng daN/m^2 , tương ứng với vận tốc gió cơ sở V_0 .

$k(Z_e)$ 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 của TCVN 2737-2023 :

$$k(Z_e) = 2,01 \left(\frac{Z_e}{Z_g} \right)^{2/\alpha}$$

z là độ cao so với mặt đất (khi mặt đất xung quanh nhà và công trình không bằng phẳng thì mốc chuẩn để tính độ cao z được xác định theo Phụ lục C);

b là chiều rộng của nhà (không kể khối đế), vuông góc với hướng gió.

h là chiều cao của nhà.

c là hệ số khí động, xác định theo 10.2.6 của TCVN 2737-2023;

G_f là hệ số hiệu ứng giạt là vật liệu cứng (có chu kỳ dao động $T=1s$) có thể lấy bằng 0,85

Áp lực gió cơ sở W_0 được lấy theo phân vùng gió trên lãnh thổ Việt Nam theo địa danh hành chính hoặc theo bản đồ phân vùng áp lực gió nêu trong [1]. Giá trị W_0 nêu trong Bảng 7 được trích dẫn từ 5.2 của [1] TCVN 2737-2023.

Bảng 7 – Giá trị của áp lực gió cơ sở W_0 theo bản đồ phân vùng áp lực gió trên lãnh thổ Việt Nam

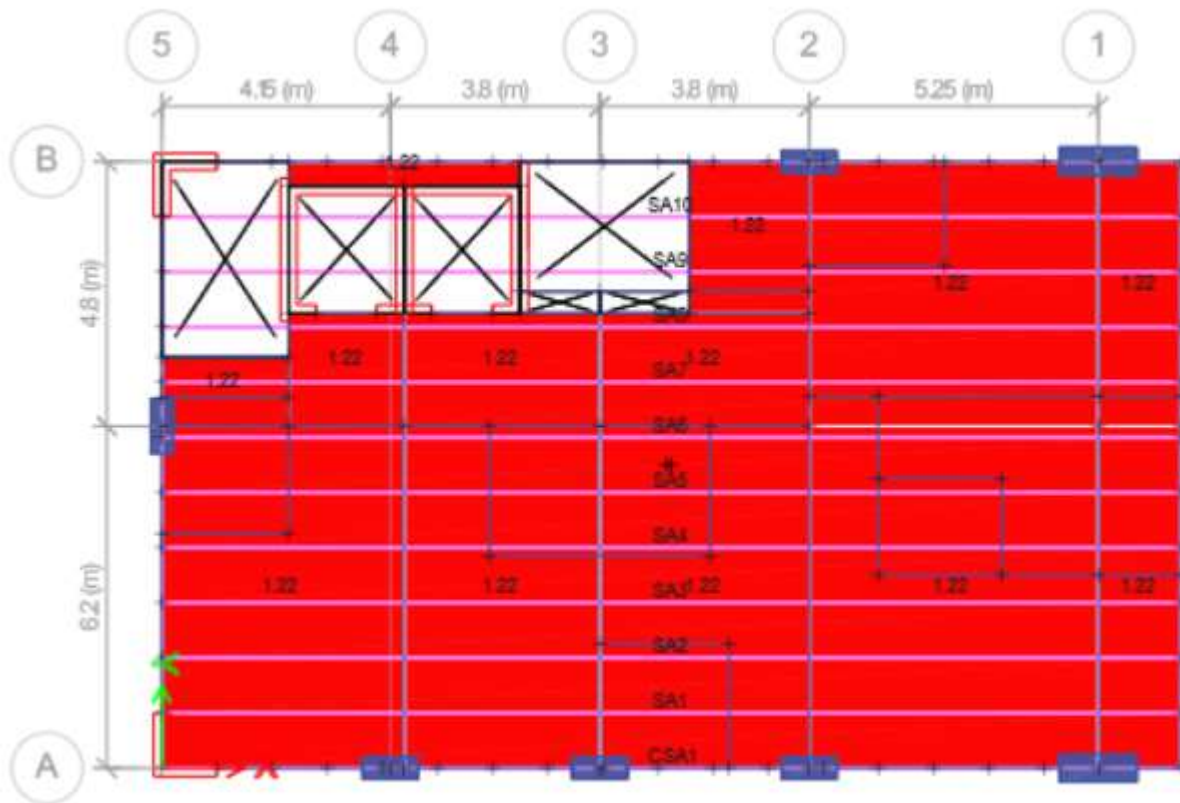
Vùng áp lực gió trên bản đồ	I	II	III	IV	V
W_0 , daN/m ²	65	95	125	155	185

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

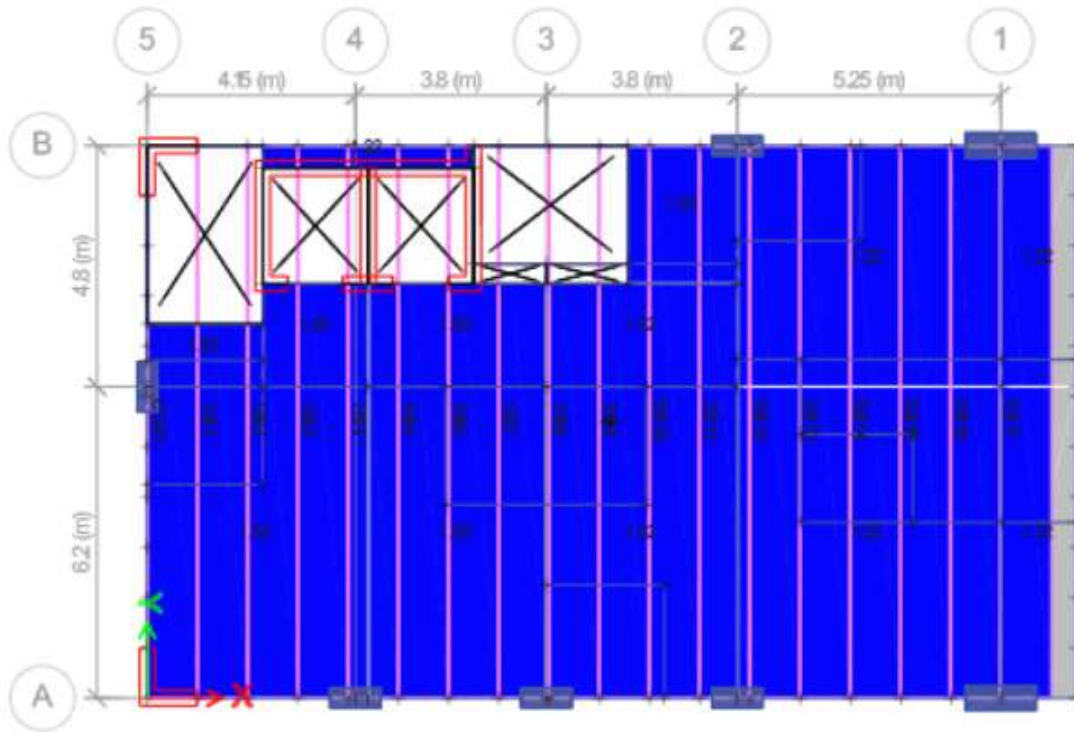
3.4. Xác định nội lực

Sử dụng mô hình khung không gian đã dựng bằng phần mềm Etabs 2022 để tính nội lực cho ô sàn. Các bước thực hiện:

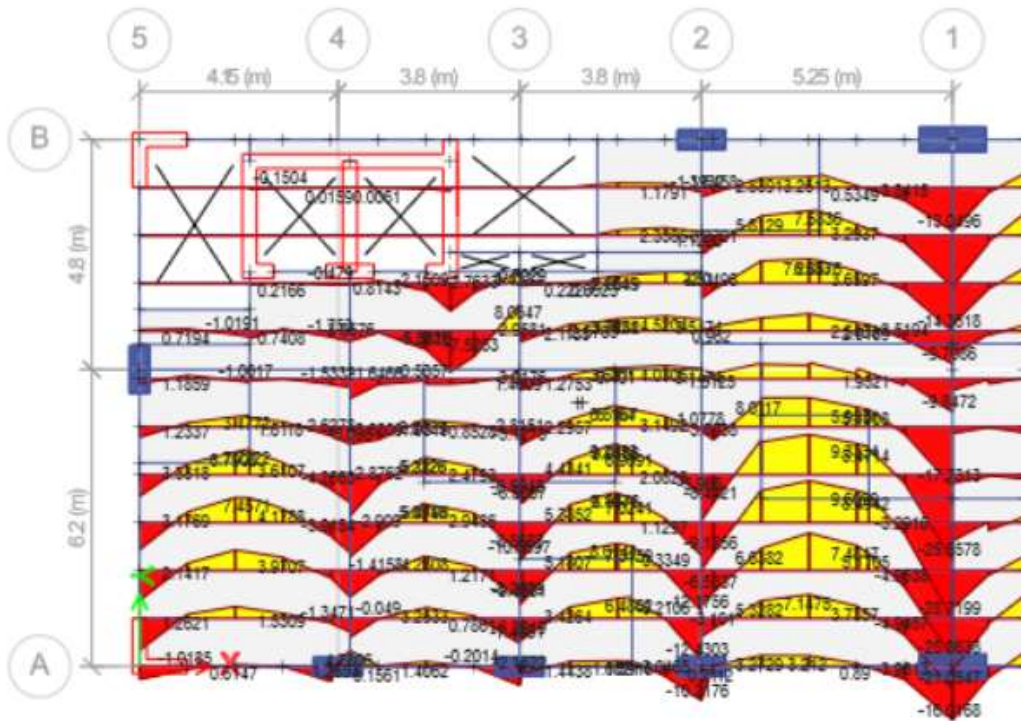
1. Mô hình hóa công trình bằng phần mềm Etabs với các tiết diện đã sơ bộ.
2. Gán tải trọng tĩnh tải và hoạt tải tác dụng vào ô sàn.
3. Vẽ các dải Strips có bề rộng 1m theo phương X và phương Y.
4. Chạy phân tích mô hình khung không gian để tính nội lực cho sàn trong mô hình,
5. Sử dụng nội lực từ các dải Strips để tính toán cốt thép sàn theo TCVN



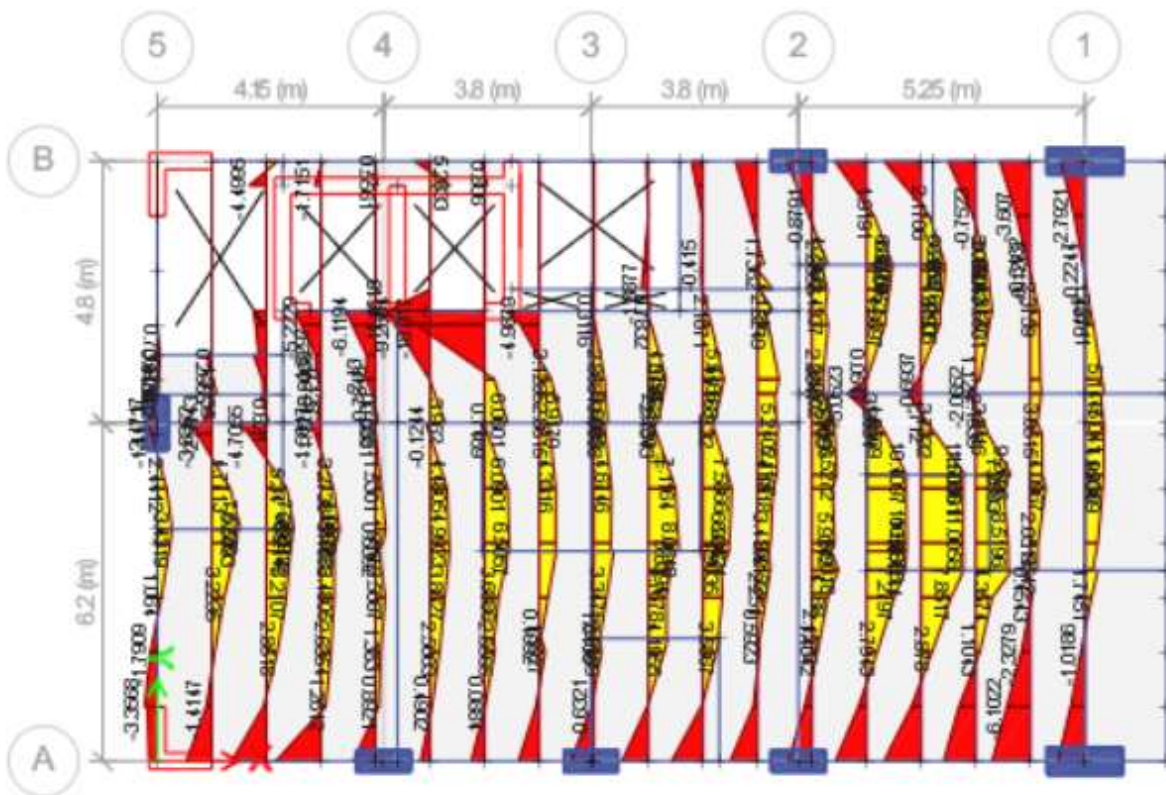
Hình 3. 6 Dải strip bề rộng 1m theo phương X trong Etabs



Hình 3. 7 Dải strip bề rộng 1m theo phương Y trong Etabs



Hình 3. 8 Biểu đồ Momen của các dải Strip bề rộng 1m theo phương X



Hình 3. 9 Biểu đồ Momen của các dải Strip bề rộng 1m theo phương Y

Bảng 3. 7 Nội lực dẫy strip phương X

Trisp	Bề rộng trips khi vẽ (m)	Moment (gốimax) (kN.m)	Moment (nhịpmax) (kN.m)
Phương X	1	-28,7199	9,6099

Bảng 3. 8 Nội lực dẫy strip phương Y

Trisp	Bề rộng trips khi vẽ (m)	Moment (gối max) (kN.m)	Moment (nhịp max) (kN.m)
Phương Y	1	-6,1022	11,5006

3.5. Tính toán cốt thép

3.5.1. Tính toán cốt thép cho sàn điển hình

Chiều cao làm việc của sàn theo 2 phương L_1 và L_2

Theo phương L_1 : $h_{01} = h_s - c - \frac{\varphi_1}{2} = 150 - 20 = 130\text{mm}$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{28,7199}{17000 \cdot 1 \cdot (0,130)^2} = 0,099$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,099} = 0,104$$

Điều kiện

$$\zeta \leq \xi_R = 0,104 \leq 0,533$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\zeta \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,104 \cdot 17000 \cdot 1 \cdot 0,13}{350000} = 6,6\text{cm}^2$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa (TCVN 5574-2018)

$$\mu_{\min} = 0,1\%$$

$$\mu_{\max} = \frac{\xi_R \cdot R_b}{R_s} \cdot 100\% = 3,81\%$$

Bảng 3. 9 Tính toán thép sàn công trình theo các ô sàn dựa vào các dãy trips

Sàn	Strip	M	b	h	a	h _o	α	ξ	Mác thép	R _s	A _s	μ	Chọn thép		A _{sc}	μ_{chon}
		Tm/m	cm	cm	cm	cm	-	-	-	(kg/cm ²)	cm ²	%	Ø	s	cm ²	%
STRIPS																
Phương X	Gối	ENV-ULS	- 2.87	100	15	2	13	0.100	0.106	CB400-V	3500	6.66	0.51	12	150	7.54
	Nhịp	ENV-ULS	0.96	100	15	2	13	0.033	0.034	CB400-V	3500	2.15	0.17	10	200	3.93
Phương Y	Gối	ENV-ULS	- 0.61	100	15	2	13	0.021	0.021	CB400-V	3500	1.36	0.10	10	200	3.93
	Nhịp	ENV-ULS	1.15	100	15	2	13	0.040	0.041	CB400-V	3500	2.58	0.20	10	200	3.93

Thép sàn theo phương X :thép nhịp là Ø10a200 và thép gối Ø12a150

Thép sàn theo phương Y :thép nhịp là Ø10a200 và thép gối Ø10a200

3.6. Các yêu cầu chọn và bố trí thép sàn

3.6.1. Khoảng cách lớp bảo vệ

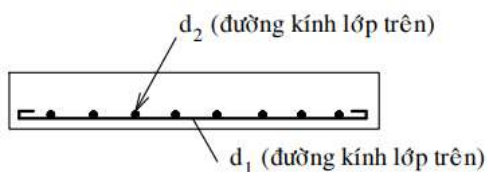
a_{bv} = khoảng cách từ mép BT đến đáy cốt thép.

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

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

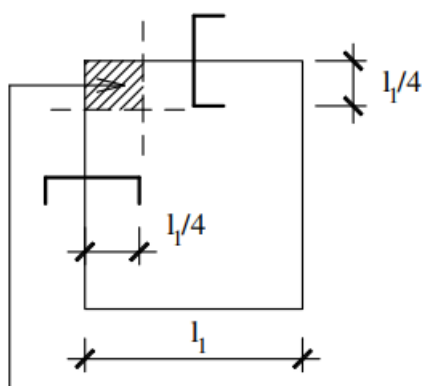
⇒ Khoảng cách từ mép bê tông đến trọng tâm cốt thép a:

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



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

3.6.2. Chiều dài thép mũ



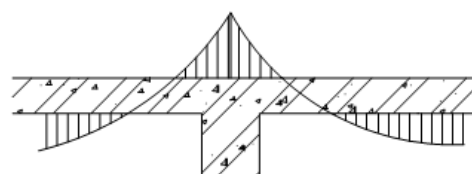
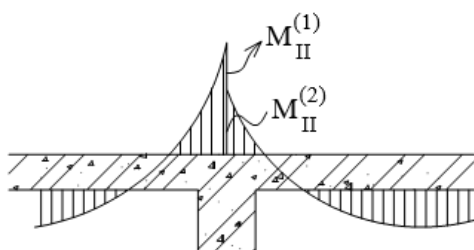
Tại vùng giao nhau để tiết kiệm có thể đặt 50% AS của mỗi phương nhưng không ít hơn 3 thanh/1m dài (để an toàn thì không áp dụng).

3.6.3. 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 gối 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).



Biểu đồ moment theo quan niệm tính toán

Biểu đồ moment thực tế

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

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.

Toàn bộ bảng tính toán cốt thép sàn được tổng hợp ở Bảng 9

3.7. Tính toán độ võng sàn

Độ võng dài hạn phi tuyến được xác định theo công thức sau

$$f = f_1 - f_2 + f_3$$

Trong đó:

f_1 là độ võng do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng.

f_2 là độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn.

f_3 là độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng thường xuyên và tạm thời dài hạn.

Sử dụng phần mềm ETABS ta có được độ võng $f_{\max} = 10.945 \text{ mm}$

Xác định độ võng giới hạn dựa vào bảng M.1 TCVN 5574-2018

Ta có $L_{\min} = 5.25\text{m} \Rightarrow |f| = 26.25 \text{ mm}$

Ta có: $f_{\max} = 10.945 \text{ (mm)} < [f] = 26.25\text{(mm)}$

Thỏa điều kiện độ võng

CHƯƠNG 4 : TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ

4.1. Sơ bộ kích thước

4.1.1. Sơ bộ chiều dày bản thang

Cầu thang tầng điển hình được xét là cầu thang 2 vế dạng bản, tổng số lượng bậc thang là 18 (vế 1 là 9 bậc, vế 2 có 9 bậc) : chiều cao tầng 3,3m.

$$h_b = \frac{3300}{18} = 183(\text{mm}); b_b = 250(\text{mm})$$

Làm tròn 17 bậc cao 183 bậc cuối cùng cao 189mm

Bề rộng chiếu nghỉ là: $l_1 = 1,2(\text{m})$

chiều dài bản thang $l_2 = 2(\text{m})$

Xác định chiều dày bản thang:

$l_1 = 1,2 + 2 = 3,2(\text{m})$: là nhịp theo phương cạnh dài của bản thang

$$h_b = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{45}\right) \times L_1 = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{45}\right) \times 3,2 = 0,091\text{m} \div 0,07\text{m}$$

Chọn bề dày bản thang là: $h_{\text{ban}} = 120(\text{mm})$

Góc nghiêng cầu thang: $\tan\alpha = \frac{h}{b} = \frac{183}{250} = 0,732, \alpha = 40,2^\circ$
 $\cos\alpha = 0,81$

4.1.2. Sơ bộ dầm chiếu tới

$$h_{\text{dct}} = \frac{l_1}{8 \div 12} = \frac{2300}{8 \div 12} = (287 \div 191)\text{mm} \rightarrow \text{Chọn } h_{\text{dct}} = 300(\text{mm})$$

$$b_{\text{dcn}} = \left(\frac{h_{\text{dct}}}{2 \div 4}\right) = \left(\frac{300}{2 \div 4}\right) = (150 \div 75)\text{mm} \rightarrow \text{Chọn } b_{\text{dct}} = 200(\text{mm})$$

Chọn $b_{\text{dcn}} \times h_{\text{dcn}} = 200 \times 300(\text{mm})$

4.2. Tải trọng tác dụng

4.2.1. Tĩnh tải

❖ **Bản chiếu nghỉ:**

$$g_i^{tc} = \delta_i \times \gamma_i$$

Trong đó:

δ_i : bề dày các lớp cấu tạo

γ_i : trọng lượng riêng của các lớp cấu tạo

Tĩnh tải tính toán của các lớp cấu tạo:

$$g_i^{tt} = n_i \times g_i^{tc} = n_i \times \delta_i \times \gamma_i$$

Trong đó:

δ_i : bề dày các lớp cấu tạo;

γ_i : trọng lượng riêng của các lớp cấu tạo;

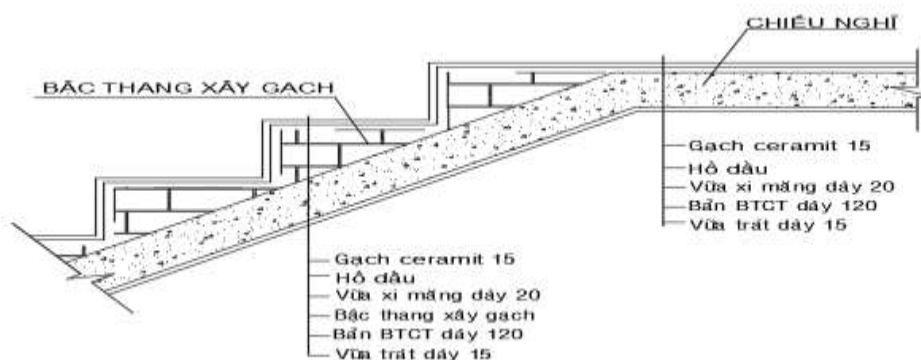
n: hệ số vượt tải;

Quá trình tính toán thực hiện như trên ta được bảng tổng hợp tải trọng các lớp cấu tạo bản chiếu nghỉ như sau:

Bảng 4. 1 Tải trọng tĩnh tải bản chiếu nghỉ

Lớp cấu tạo	Bề dày lớp cấu tạo δ_i (m)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Hệ số tin cậy n	Tĩnh tải TC (kN/m ²)	Tĩnh tải TT (kN/m ²)
Gạch Ceramic	0.015	20	1.1	0.3	0.33
Hồ dầu	0.005	18	1.2	0.09	0.108
Vữa lót	0.02	18	1.2	0.36	0.432
BTCT	0.12	25	1.1	3	3,3
Vữa trát	0.015	18	1.2	0.27	0.324
Tổng tĩnh tải có bản BTCT				4.02	4,5

❖ **Bản chiếu nghỉ(vẽ 1,2)**



Hình 4. 1 Các lớp tải trọng tác dụng lên bản nghiêng

Ta qui tải như sau:

Bề dày các lớp tương đương:

+ **Gạch Ceramit:**

$$\delta_{td} = \frac{(l_b + h_b)}{l_b} \times \delta \times \cos\alpha = \frac{(0,25 + 0,183)}{0,25} \times 0,015 \times 0,81 = 0.021(\text{m})$$

+ **Hồ dầu:**

$$\delta_{td} = \frac{(l_b + h_b)}{l_b} \times \delta \times \cos\alpha = \frac{(0,25 + 0,183)}{0,25} \times 0,005 \times 0,81 = 0.0067(\text{m})$$

+ **Vữa lót:**

$$\delta_{td} = \frac{(l_b + h_b)}{l_b} \times \delta \times \cos\alpha = \frac{(0,25 + 0,183)}{0,25} \times 0,02 \times 0,81 = 0.0271(\text{m})$$

+ **Bậc gạch:**

$$\delta_{td} = \frac{h_b \times \cos\alpha}{2} = \frac{0,183 \times 0,81}{2} = 0,074(\text{m})$$

+ **Vữa trát:**

$$\delta_{td} = \frac{(l_b + h_b)}{l_b} \times \delta \times \cos\alpha = \frac{(0,25 + 0,183)}{0,25} \times 0,018 \times 0,81 = 0.02(\text{m})$$

Tính tải tiêu chuẩn của các lớp cấu tạo được tính như sau:

$$g_i^{tc} = \delta_i^{td} \times \gamma_i$$

Trong đó:

+ δ_i^{td} : bề dày tương đương các lớp cấu tạo;

+ γ_i : trọng lượng riêng của các lớp cấu tạo;

Tính tải tính toán của các lớp cấu tạo:

$$g_i^{tt} = n_i \times g_i^{tc} = n_i \times \delta_i^{td} \times \gamma_i$$

Trong đó:

+ δ_i^{td} : bề dày tương đương các lớp cấu tạo;

+ γ_i : trọng lượng riêng của các lớp cấu tạo;

Bảng 4. 2 Tải trọng các lớp cấu tạo bản nghiêng

Lớp cấu tạo	Bề dày lớp cấu tạo (m)	Bề dày tương đương (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Hệ số tin cậy n	Tính tải TT(kN/m ²)
Gạch Ceramic	0,015	0,021	20	1,1	0,46
Hồ dầu	0,005	0,0067	18	1,2	0,14
Vữa lót	0,02	0,0271	18	1,2	0,585
Bạc gạch		0,074	18	1,1	1,4
BTCT	0,12	0,12	25	1,1	3,3
Vữa trát	0,015	0,02	18	1,2	0,432
Lan can			0.3	1,1	0,33
Tổng tính tải có sàn BTCT					6,65

4.2.2. Hoạt tải

Hoạt tải: được tra theo **TCVN 2737:2023**

Trong đó:

p^c : hoạt tải tiêu chuẩn

n_p : hệ số tin cậy

Đối với cầu thang, hoạt tải tiêu chuẩn: $p^c = 300(\text{daN} / \text{m}^2) = 3(\text{kN} / \text{m}^2)$

Hoạt tải tính toán trên mặt phẳng nghiêng:

$$p'' = 3 \times 1,3 = 3,9 (\text{kN/m}^2)$$

Mô hình lấy nội lực bằng cách qui tải gán như sau:

- Tổng tải trọng tính toán của chiều nghiêng: $q_1 = g_{tt} + p_{tt} = 4,5 + 3,9 = 8,4 (\text{kN/m}^2)$
- Tổng tải trọng tính toán của bản nghiêng: $q_2 = \frac{g_{tt}}{\cos\alpha} + p_{tt} = \frac{6,65}{0,81} + 3,9 = 12,1 (\text{kN/m}^2)$

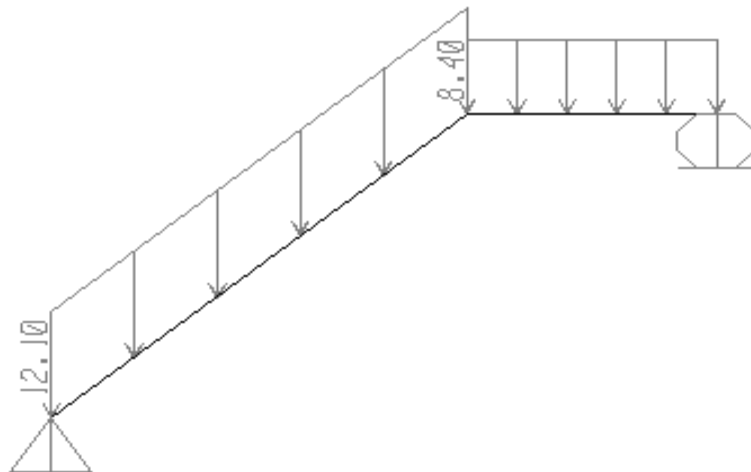
4.3. Sơ đồ tính toán

Cầu thang có 2 vế, ta tính toán cho 1 vế và bố trí thép tương tự cho vế còn lại.

Cầu thang sinh viên quan niệm tính theo sự an toàn nên chọn sơ đồ 1 gối cố định 1 gối di động.

4.3.1. Trường hợp gối di động

Trường hợp này ta chọn sơ đồ gối cố định và gối di động để mô phỏng sự làm việc của bản thang.

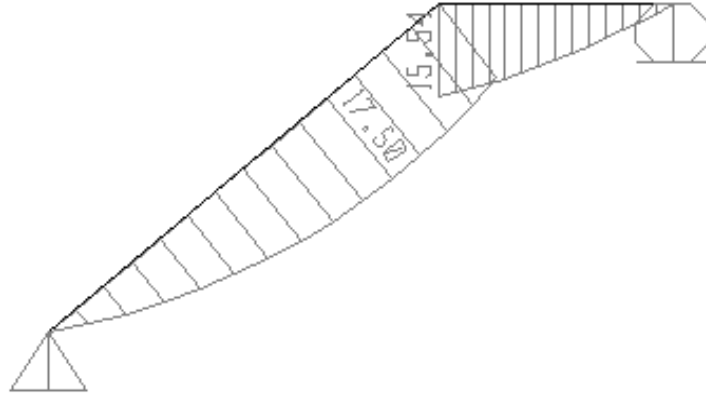


Hình 4. 2 Tải trọng tác dụng lên bản thang

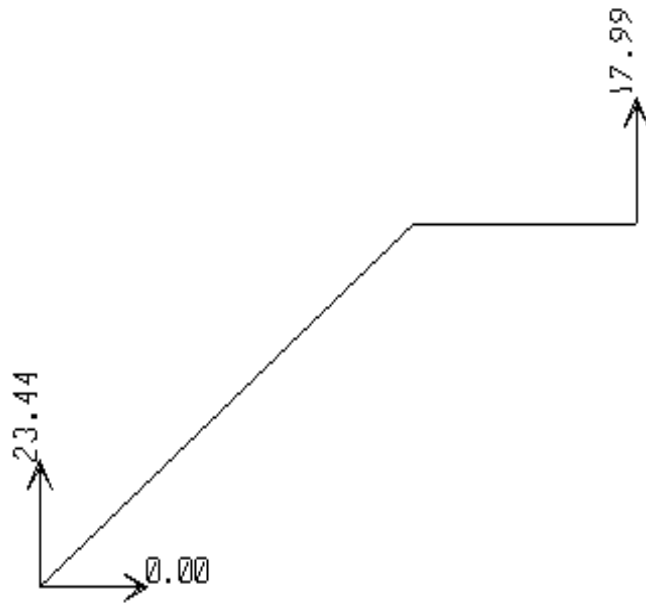
4.4. Nội lực bản thang

4.4.1. Trường hợp gối cố định và gối di động

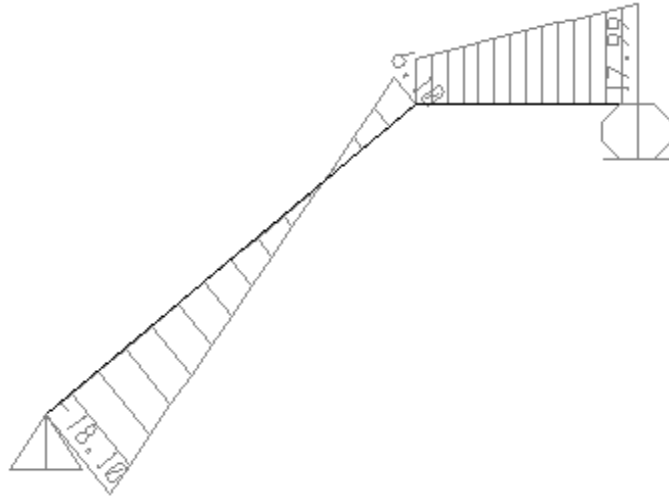
Nội lực xuất ra từ sap2000 ta có biểu đồ moment và phản lực gối:



Hình 4. 3 Biểu đồ moment



Hình 4. 4 Phản lực gối của bản thang



Hình 4. 5 Biểu đồ lực cắt

4.5. Tính và bố trí thép cầu thang cho tầng điển hình

Trong kết cấu bê tông cốt thép toàn khối thì không có liên kết nào là ngàm tuyệt đối và không có liên kết nào là khớp tuyệt đối. Liên kết giữa bản thang và dầm chiếu tới là liên kết bán trung gian giữa khớp và ngàm.

Có thể áp dụng quy đổi moment trong sách thầy VÕ BÁ TẦM như sau.

$$M_{\max} = 17,5\text{kN.m}$$

$$+ \text{Mô men lớn nhất ở nhịp: } M_{\text{nhịp}} = M_{\text{n}}^{\max} \cdot 0,7 = 17,5 \cdot 0,7 = 12,25(\text{kN.m})$$

$$+ \text{Mô men ở gối: } M_{\text{g}} = M_{\text{n}}^{\max} \cdot 0,4 = 17,25 \cdot 0,4 = 6,9(\text{kN.m})$$

Giả thiết tính toán:

$a = 20(\text{mm})$: khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép bê tông chịu kéo

$h_0 = h_{\text{ban}} - a = 120 - 20 = 100(\text{mm})$: chiều cao làm việc hữu ích của tiết diện

4.5.1. Thép bố trí cho nhịp và gối

- Diện tích cốt thép được tính như sau:

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{12,25 \times 10^6}{1 \times 17 \times 1000 \times 100^2} = 0,072$$

$\xi_r = 0.533$ với Thép CB400V, bê tông B25.(TCVN 5574:2018).

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072} = 0,075$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,075 \times 1 \times 17 \times 1000 \times 100}{350} = 365(\text{mm}^2)$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép theo điều kiện:

$$\mu_{\min} = 0.05\% \leq \mu = \frac{A_s^c}{b h_0} \leq \mu_{\max} = \xi_r \frac{\gamma_b R_b}{R_s} = 0.533 \times \frac{1 \times 17}{350} \times 100 = 2.6\%$$

- Kết quả tính toán được trình bày trong bảng sau:

Bảng 4. 3 Bố trí cốt thép

Vị trí	M (kNm)	b (mm)	h0 (mm)	α	ξ	As (mm ²)	Chọn thép	Asc (mm ²)	μ (%)
Nhịp	12,25	1000	100	0,072	0,075	365	d12a130	870	0,87
Gối	6,9	1000	100	0,04	0,04	194	d10a160	491	0,49 1

4.6. Thiết kế dầm chịu tải

Với $l_2 = 2,4\text{m}$, $l_1 = 1\text{m}$

4.6.1. Sơ đồ tính

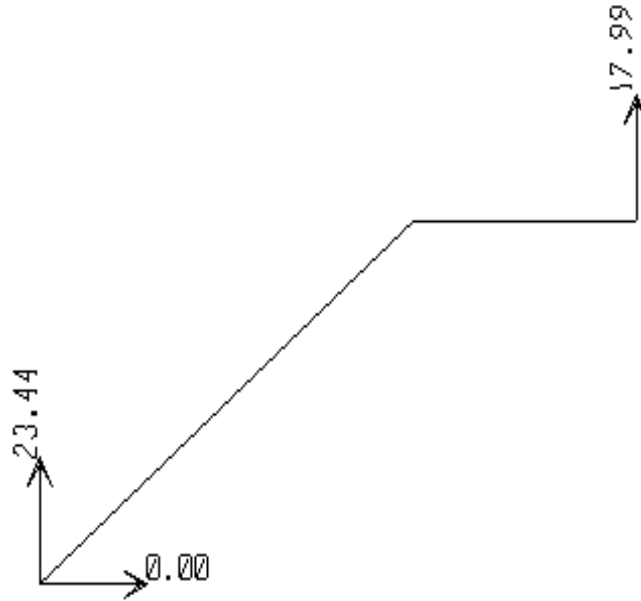
Dầm đơn giản 2 đầu ngàm.

Nhịp dầm : 2,4(m).

4.6.2. Tải trọng

a/ Tải trọng do bản thang :

Chính là phản lực tại gối tựa.



Hình 4. 6 Phản lực của bản thang lên dầm chiếu tới

Phản lực tính toán : $p_1^u = 23,44 \text{ kN/m}$

Tải trọng sàn chiếu tới :

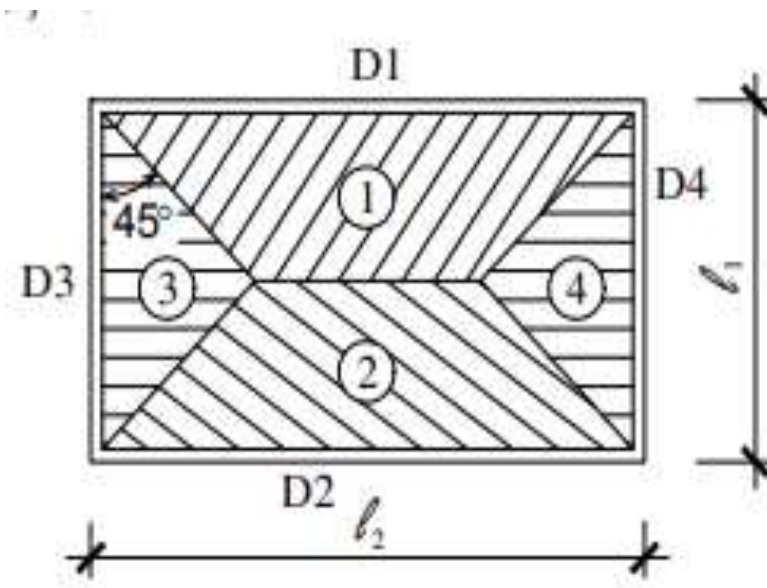
$$g_s^u = g^u + g_{ht} = 1.2294 + 3,9 = 5,1294 (\text{kN} / \text{m})$$

Bảng 4. 4 Tải trọng sàn truyền vào dầm chiếu tới

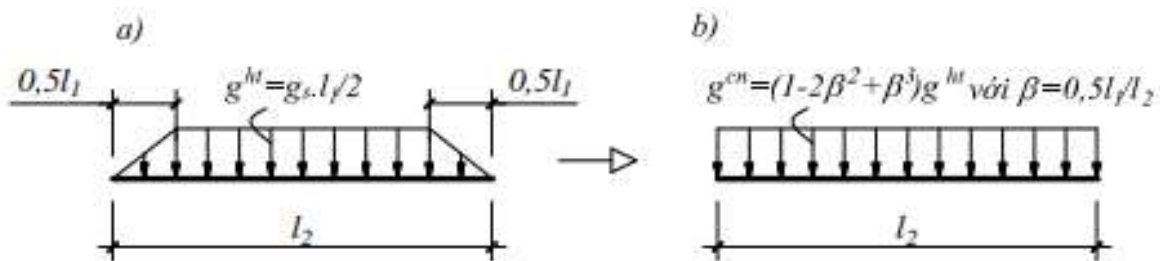
STT	Các lớp cấu tạo sàn	Chiều dày δ (mm)	Trọng lượng riêng γ (kN/m ³)	Tải tiêu chuẩn g^{tc} (kN/m ²)	Hệ số độ tin cậy n	Tải tính toán g_{tt} (kN/m ²)
1	Gạch lát nền	15	20	0.30	1.1	0.33
2	Vữa lót	20	18	0.36	1.3	0.468
3	Bản BTCT	0	25	0	1.1	0
4	Vữa trát trần	15	18	0.27	1.3	0.351
5	Trần thạch cao			0.07	1.2	0.0804

Tổng tải trọng			1.2294
----------------	--	--	--------

Sự truyền tải từ bản chiếu tới lên dầm : tải trọng truyền vào là tải hình tam giác do ô sàn là sàn 2 phương :



Hình 4. 7 Diện tuyến tải vào các dầm của ô sàn



Hình 4. 8 Truyền tải dầm vào dầm D1, D2

Hình 4.9 Tải trọng phân bố hình thang vào dầm D1 quy đổi qua tải phân bố đều

$$\beta = \frac{0,5l_1}{l_2} = 0,5 \cdot \frac{1}{2,4} = 0,208$$

$$g^c = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \cdot g^h = (1 - 2 \cdot 0,208^2 + 0,208^3) \cdot 7,9 = 7,3 \text{ kN/m}$$

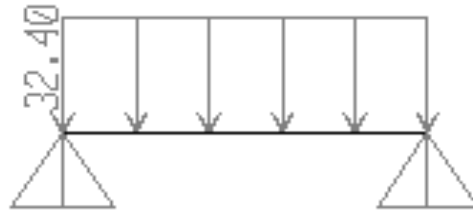
Trọng lượng bản thân dầm: D200x300

$$P^u_3 = 25 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \cdot 1,1 = 1,65 \text{ kN/m}$$

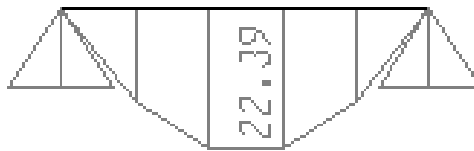
Tải trọng tính toán phân bố trên dầm :

$$P_{\text{tổng}}^{\text{tt}} = P_{\text{tt}}^{\text{l}} + q + P_{\text{tt}}^{\text{s}} = 23,44 + 7,3 + 1,65 = 32,4 \text{ kN/m}$$

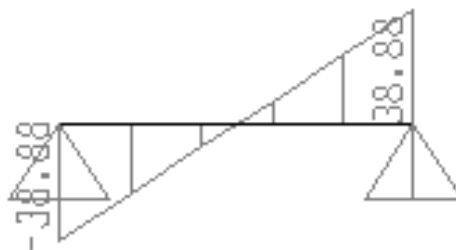
❖ **Tính toán dầm chiếu tới bằng SAP2000:**



Hình 4. 9 Sơ đồ chất tải của dầm chiếu tới



Hình 4. 10 Biểu đồ moment dầm chiếu tới



Hình 4. 11 Biểu đồ lực cắt của dầm

❖ **Tính toán thép dầm chiếu tới:**

$$M(\text{nhịp}) = 22,39 \text{ kN.m}$$

$$H_0 = 300 - 30 = 270 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{22,39 \times 10^6}{1 \times 17 \times 200 \times 270^2} = 0,09$$

$\xi_r = 0.533$ với Thép CB400V, bê tông B25.(TCVN 5574:2018).

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09} = 0,094$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,094 \times 1 \times 17 \times 200 \times 270}{350} = 247(\text{mm}^2) = 2,47\text{cm}^2$$

Chọn bố trí 3Ø16 có $A_{s \text{ chọn}} = 6,03 \text{ cm}^2$ gồi dầm:

Chọn bố trí 3Ø16 có $A_{s \text{ chọn}} = 6,03 \text{ cm}^2$ nhịp dầm:

4.7. Tính toán dầm chịu uốn

Vậy chọn kích thước tiết diện dầm chịu uốn là :200×300mm.

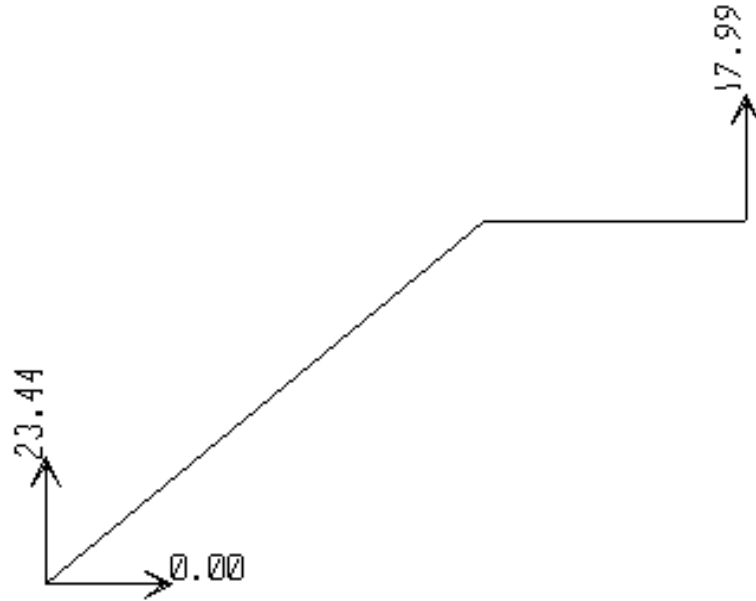
4.7.1. Tính nội lực

Dùng phần mềm SAP 2000 để giải nội lực.

Tải trọng do bản thang truyền vào dầm dưới dạng phản lực gối: $q_1 = 23,44(\text{kN/m})$.

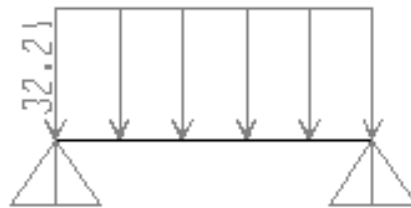
Tải trọng tường xây trên dầm: $g_t'' = \delta_t \times h_t \times \gamma_t \times n_t = 0,2 \times 18 \times 1,647 \times 1,2 = 7,12(\text{kN/m})$

Trọng lượng bản thân dầm: $g_d = h_d \times b_d \times \gamma_{bt} \times n = 0,3 \times 0,2 \times 25 \times 1,1 = 1,65(\text{kN/m})$

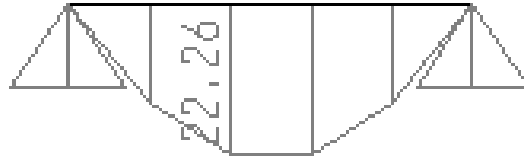


Hình 4. 12 Phản lực bản thang

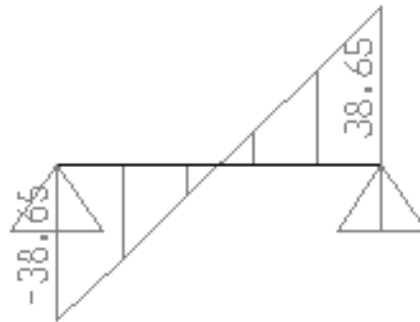
Tổng tải trọng: $q=q_1+g^t+g_d=23,44+7,12+1,65=32,21\text{kN.m}$



Hình 4. 13 Sơ đồ chất tải dầm chiếu nghỉ



Hình 4. 14 Biểu đồ momen dầm chiếu nghỉ



Hình 4. 15 Biểu đồ lực cắt dầm chiếu nghỉ

4.7.2. Tính toán thép

Chọn $a = 3\text{cm} \Rightarrow h_0 = 30 - 3 = 27\text{cm}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{22,26}{0,9 \times 17 \times 10^3 \times 0,2 \times 0,27^2} = 0,099$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,099} = 0,1$$

Diện tích cốt thép yêu cầu:

g

Chọn bố trí 3Ø16 có $A_{s \text{ chọn}} = 6,03\text{cm}^2$ gói dầm:

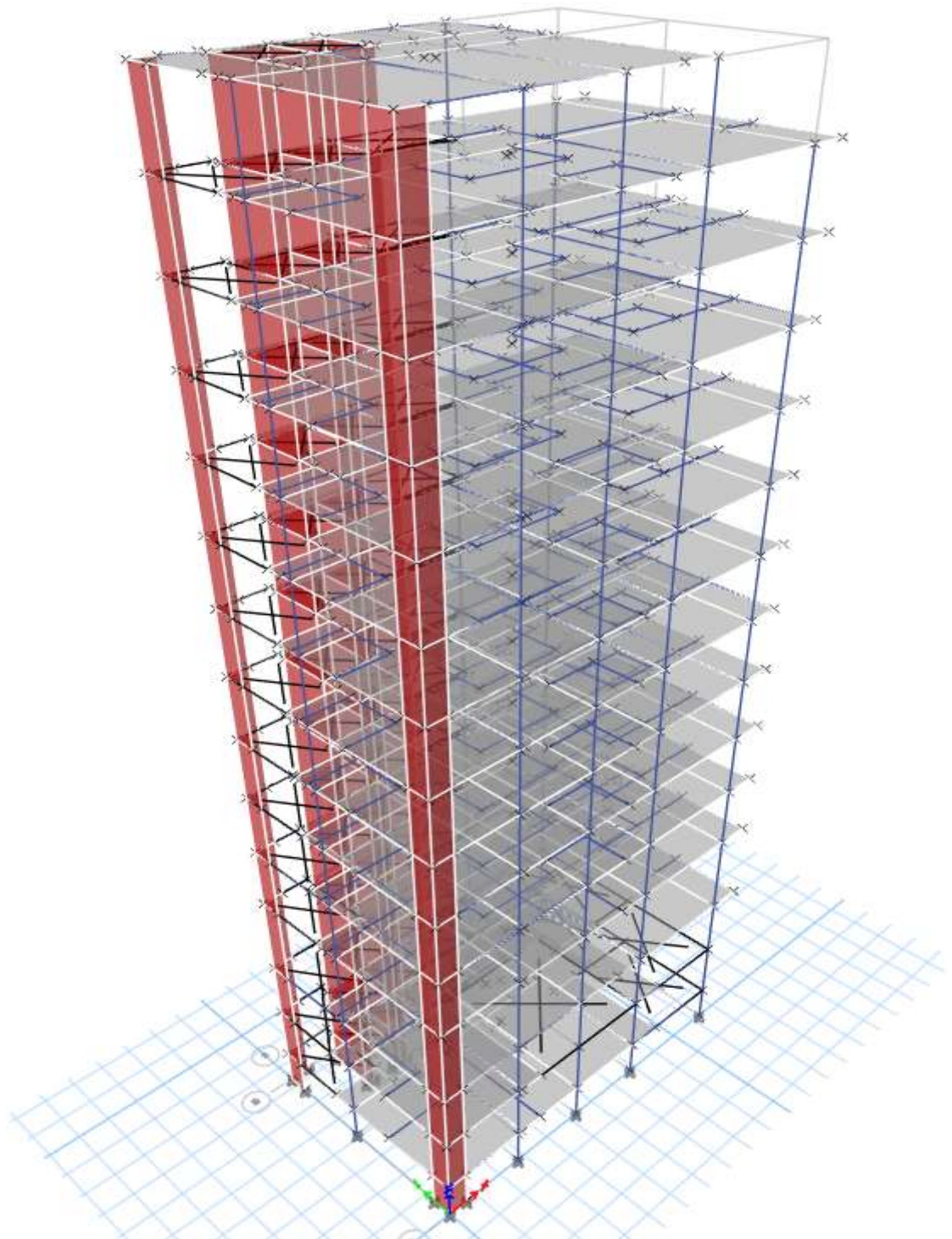
Chọn bố trí 3Ø16 có $A_{s \text{ chọn}} = 6,03\text{cm}^2$ nhịp dầm:

Kiểm tra hàm lượng cốt thép μ (%):

$$\mu_{\min} = 0,05\% \text{ (TCVN 5574-2018)s}$$

$$\mu_{\max} = \xi_R \times \frac{R_b}{R_s} = 0,533 \times \frac{17}{350} = 2,58\%$$

CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN



Hình 5. 1 Mô hình công trình trong Etabs

5.1. Tải trọng gió

Địa điểm xây dựng công trình tại Quận Ngũ Hành Sơn–TP Đà Nẵng thuộc vùng gió III

Tải trọng gió tiêu chuẩn :

$$W_K = W_{3s,10} \cdot k_{ze} \cdot c \cdot G_f = \gamma_T \cdot W_o \cdot k_{ze} \cdot c \cdot G_f$$

Tải trọng gió tính toán :

$$W = \gamma_T \cdot W_k = 2,1 \cdot W_k$$

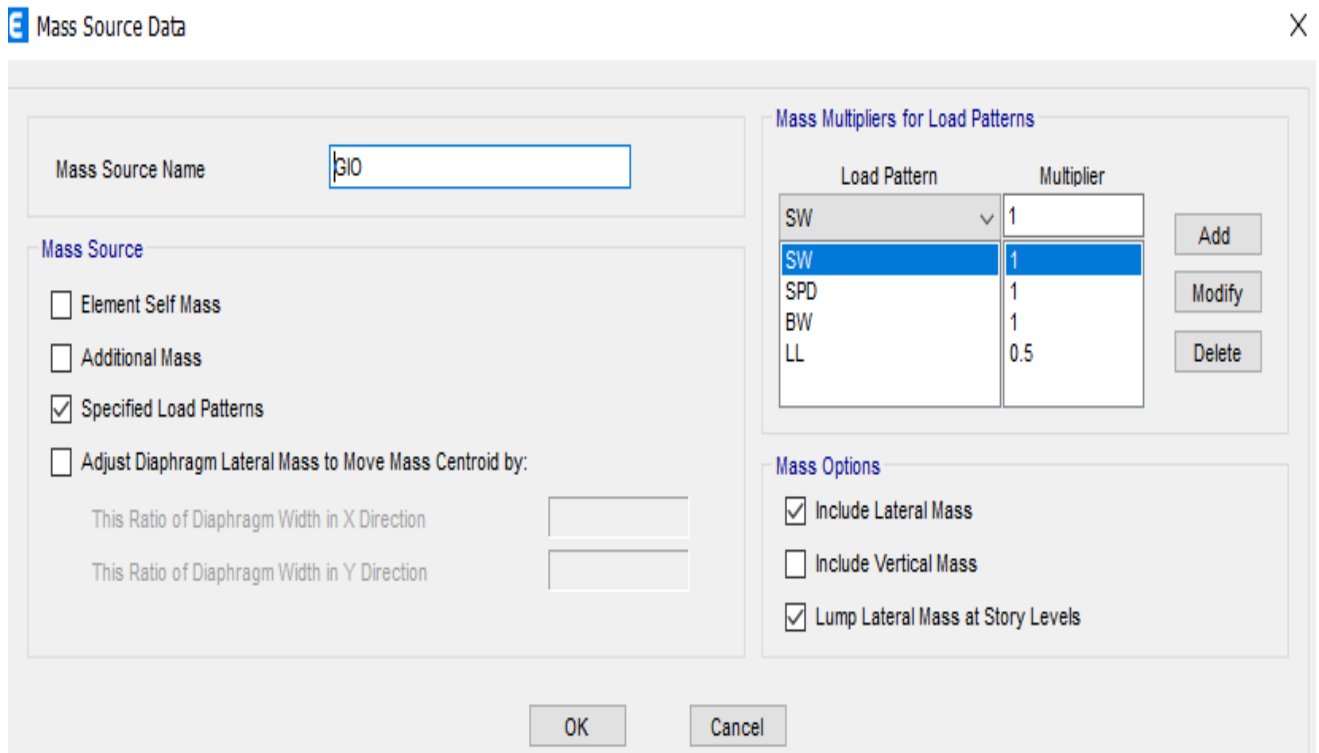
Thông số công trình :

$$h = 49,5(\text{m})$$

$$L_x = 18,5\text{m}$$

+ Chiều cao $L_y = 11\text{m}$

+ Khai báo hệ số chiết giảm khối lượng



Hình 5. 2 Tính toán hệ số hiệu ứng giật Gf

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	2.001	0.0614	0.6091	0	0.0614	0.6091	0
Modal	2	1.49	0.5111	0.1202	0	0.5725	0.7293	0
Modal	3	1.056	0.1721	0.0213	0	0.7446	0.7506	0
Modal	4	0.589	0.0144	0.0791	0	0.759	0.8297	0
Modal	5	0.421	0.0644	0.0378	0	0.8234	0.8675	0
Modal	6	0.314	0.0027	0.0115	0	0.8261	0.8791	0
Modal	7	0.275	0.0635	0.0112	0	0.8895	0.8903	0
Modal	8	0.204	0.0072	0.0001	0	0.8968	0.8904	0
Modal	9	0.195	0.0051	0.0281	0	0.9018	0.9185	0
Modal	10	0.147	0.0071	0.0041	0	0.909	0.9226	0
Modal	11	0.128	0.0188	3.936E-05	0	0.9278	0.9227	0
Modal	12	0.116	0.0039	0.0137	0	0.9317	0.9364	0

Hình 5. 3 Chu kỳ dao động của hệ kết cấu

Dựa vào bảng trên ta có thể xác định chu kỳ dao động theo các phương như sau

Phương X sẽ dao động tại mode dao động 2 chu kỳ dao động $T=1.49s$

Phương Y sẽ dao động tại mode dao động 1 chu kỳ dao động $T=2.001s$

Tính toán hệ số hiệu ứng giạt G_f

BẢNG TÍNH HỆ SỐ HIỆU ỨNG GIẠT G_f

1. Thông số đầu vào

- Loại kết cấu
- Chiều cao của công trình (h)
- Chiều dài L_y
- Chiều dài L_x
- Dạng địa hình
- Vùng gió
- Vận tốc gió 3s, 50 năm ($V_{3s,50}$)
- Chu kỳ dao động riêng thứ nhất - X
- Chu kỳ dao động riêng thứ nhất - Y

Kết cấu bê tông cốt thép

49.5	(m)
18.5	(m)
11	(m)
B	
III	
50	(m/s)
1.49	(s)
2.001	(s)

2. Kết quả

$G_{f-x} =$ 0.940

2. Kết quả

$G_{f-y} =$ 1.014

3. Thông số chi tiết

$C_r =$	0.2
$Z_s =$	29.7
$I(Z_s) =$	0.167
$g_Q =$	3.4
$g_V =$	3.4
$n_1 =$	0.671
$g_R =$	4.093
$l =$	152.4
$\bar{c} =$	0.2
$L(Z_s) =$	189.468
$Q =$	0.867
$\beta =$	0.02
$b_{\bar{c}} =$	0.650
$\bar{a} =$	0.154
$V_{3s,50} =$	50
$V(Z_s)_{3600s,50} =$	38.425
$N_1 =$	3.309
$R_n =$	0.066
$\eta_h =$	3.977
$\eta_b =$	1.486
$\eta_d =$	2.959
$R_h =$	0.220
$R_b =$	0.458
$R_d =$	0.281
$R =$	0.468

3. Thông số chi tiết

$C_r =$	0.2
$Z_s =$	29.7
$I(Z_s) =$	0.167
$g_Q =$	3.4
$g_V =$	3.4
$n_1 =$	0.500
$g_R =$	4.021
$l =$	152.4
$\bar{c} =$	0.2
$L(Z_s) =$	189.468
$Q =$	0.875
$\beta =$	0.02
$b_{\bar{c}} =$	0.650
$\bar{a} =$	0.154
$V_{3s,50} =$	50
$V(Z_s)_{3600s,50} =$	38.425
$N_1 =$	2.464
$R_n =$	0.079
$\eta_h =$	2.961
$\eta_b =$	0.658
$\eta_d =$	3.705
$R_h =$	0.281
$R_b =$	0.675
$R_d =$	0.233
$R =$	0.691

Bảng 5. 1 Tính toán gió X

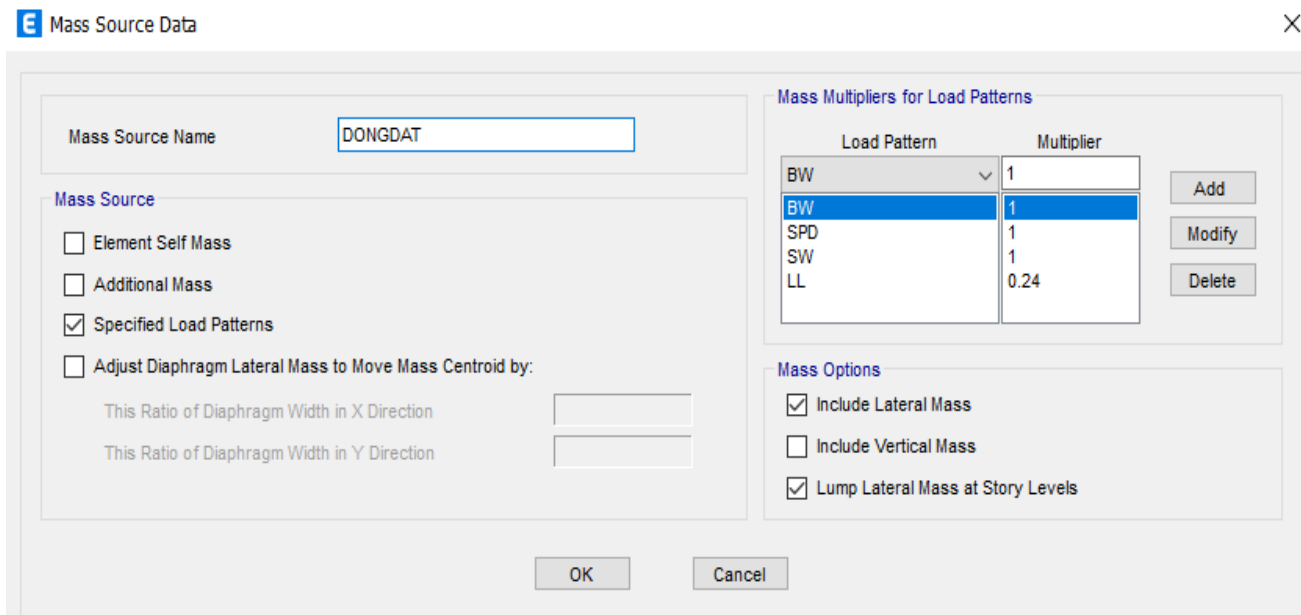
<i>Tầng</i>	<i>h</i>	<i>z</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>A_{ref}</i>	<i>z_e</i>	<i>k(z_e)</i>	<i>Q</i>	<i>R_h</i>	<i>R_b</i>	<i>R_d</i>	<i>R</i>	<i>G_f</i>	<i>C_{x00}</i>	<i>k_a</i>	<i>C_x</i>	<i>W_{k,x}</i>	<i>W_{tt}</i>
MAI	3.3	49.5	11.00	11.75	18.2	49.50	1.40	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	32.8	68.97007
TKT	3.3	46.2	11.00	18.50	36.3	49.50	1.40	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	65.7	137.9401
T12	3.3	42.9	11.00	18.50	36.3	49.50	1.40	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	65.7	137.9401
T11	3.3	39.6	11.00	18.50	36.3	49.50	1.40	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	65.7	137.9401
T10	3.3	36.3	11.00	18.50	36.3	36.30	1.31	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	61.5	129.221
T9	3.3	33	11.00	18.50	36.3	33.00	1.29	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	60.3	126.654
T8	3.3	29.7	11.00	18.50	36.3	29.70	1.26	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	59.0	123.8756
T7	3.3	26.4	11.00	18.50	36.3	26.40	1.23	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	57.5	120.8417
T6	3.3	23.1	11.00	18.50	36.3	23.10	1.19	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	55.9	117.4919
T5	3.3	19.8	11.00	18.50	36.3	19.80	1.16	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	54.2	113.7402
T4	3.3	16.5	11.00	18.50	36.3	16.50	1.11	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	52.1	109.4571
T3	3.3	13.2	11.00	18.50	36.3	13.20	1.06	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	49.7	104.434
T2	4.5	9.9	11.00	18.50	42.9	11.00	1.02	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	56.6	118.7744
TL	3.3	5.4	11.00	18.50	42.9	11.00	1.02	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	56.6	118.7744
T1	2.1	2.1	11.00	18.50	29.7	11.00	1.02	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	39.2	82.22844
TRET	0	0	11.00	18.50	11.6	4.57	0.85	0.87	0.22	0.60	0.18	0.52	0.96	1.83	0.69	1.26	12.7	26.57889

Bảng 5. 2 Tính toán gió Y

<i>Tầng</i>	<i>h</i>	<i>z</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>A_{ref}</i>	<i>z_e</i>	<i>k(z_e)</i>	<i>Q</i>	<i>R_h</i>	<i>R_b</i>	<i>R_d</i>	<i>R</i>	<i>G_f</i>	<i>C_{xoo}</i>	<i>k_λ</i>	<i>C_x</i>	<i>W_{k,y}</i>	<i>W_{tt}</i>
MAI	3.3	49.5	11.75	11.00	19.4	49.50	1.40	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	45.4	95.35853
TKT	3.3	46.2	18.50	11.00	49.9	49.50	1.40	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	116.9	245.4975
T12	3.3	42.9	18.50	11.00	61.1	49.50	1.40	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	143.0	300.2779
T11	3.3	39.6	18.50	11.00	61.1	49.50	1.40	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	143.0	300.2779
T10	3.3	36.3	18.50	11.00	61.1	49.50	1.40	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	143.0	300.2779
T9	3.3	33	18.50	11.00	61.1	49.50	1.40	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	143.0	300.2779
T8	3.3	29.7	18.50	11.00	61.1	29.70	1.26	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	128.4	269.6612
T7	3.3	26.4	18.50	11.00	61.1	26.40	1.23	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	125.3	263.0568
T6	3.3	23.1	18.50	11.00	61.1	23.10	1.19	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	121.8	255.7647
T5	3.3	19.8	18.50	11.00	61.1	19.80	1.16	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	117.9	247.5977
T4	3.3	16.5	18.50	11.00	61.1	18.08	1.13	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	115.7	242.9004
T3	3.3	13.2	18.50	11.00	61.1	18.08	1.13	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	115.7	242.9004
T2	4.5	9.9	18.50	11.00	72.2	18.08	1.13	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	136.7	287.0642
TL	3.3	5.4	18.50	11.00	72.2	18.08	1.13	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	136.7	287.0642
T1	2.1	2.1	18.50	11.00	50.0	18.08	1.13	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	94.6	198.7367
TRET	0	0	18.50	11.00	19.4	4.57	0.85	0.87	0.28	0.55	0.35	0.65	1.00	2.35	0.67	1.57	27.6	57.85881

5.1.1. Tính toán động đất cho công trình

Khai báo hệ số chiết giảm khối lượng đối với động đất(TCVN 9386-2012),bảng 3.4 và 4.2.



Hình 5. 4 Hệ số chiết giảm khối lượng được khai báo trong Etabs Công trình được xây dựng tại Quận Ngũ Hành Sơn – TP Đà Nẵng
Xác định gia tốc nền, quy đổi công trình đặt tại Quận Ngũ Hành Sơn

$$a_{gRo} = 0,0674$$

Gia tốc nền :

$$a_{gr} = a_{gr0} \cdot g = 0,0674 \cdot 9,81 = 0,66 (m/s^2)$$

Gia tốc nền thiết kế :

$$a_g = a_{gr} \cdot \gamma_1 = 0,66 \cdot 1,25 = 0,825 (m/s^2)$$

Trong đó

+ $\gamma_1 = 1,25$: hệ số tầm quan trọng

Hệ số ứng xử $q = 3,9$ ứng với cấp dẻo DCM

4. Thành phố Đà Nẵng				
- Nội thành				
Quận Hải Châu	(P. Hải Châu)	108.223367	16.074889	0.1006
Quận Liên Chiểu	(P. Hoà Khánh)	108.157764	16.062771	0.0940
Quận Ngũ Hành Sơn	(P. Hoà Hải)	108.260126	16.001666	0.0674
Quận Sơn Trà	(P. An Hải Đông)	108.23638	16.056842	0.0918
Quận Thanh Khê	(P. Chính Gián)	108.198682	16.065479	0.0967
- Huyện Hòa Vang	(TT. Hoà Thọ)	108.204048	16.01675	0.0730
- Huyện Hoàng Sa	(Đảo)	111.776585	16.24232	0.0544

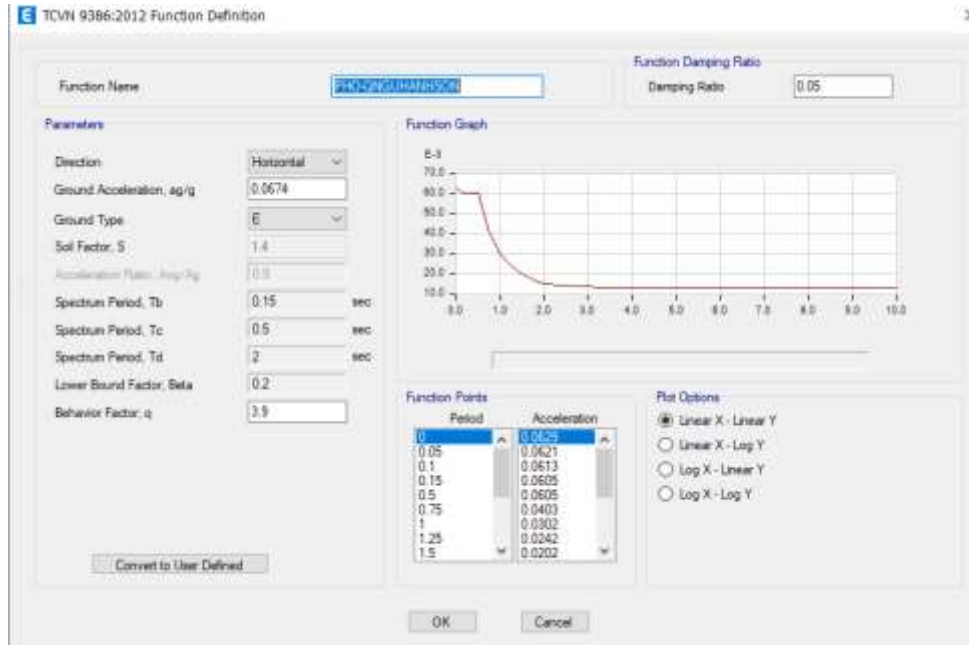
Hình 5. 5 Bảng tra định gia tốc nền heo TCVN 9386-2012

Hệ số nền E Có $S=1,4$, $T_B = 0,15$, $T_C = 0,5$, $T_D = 2$

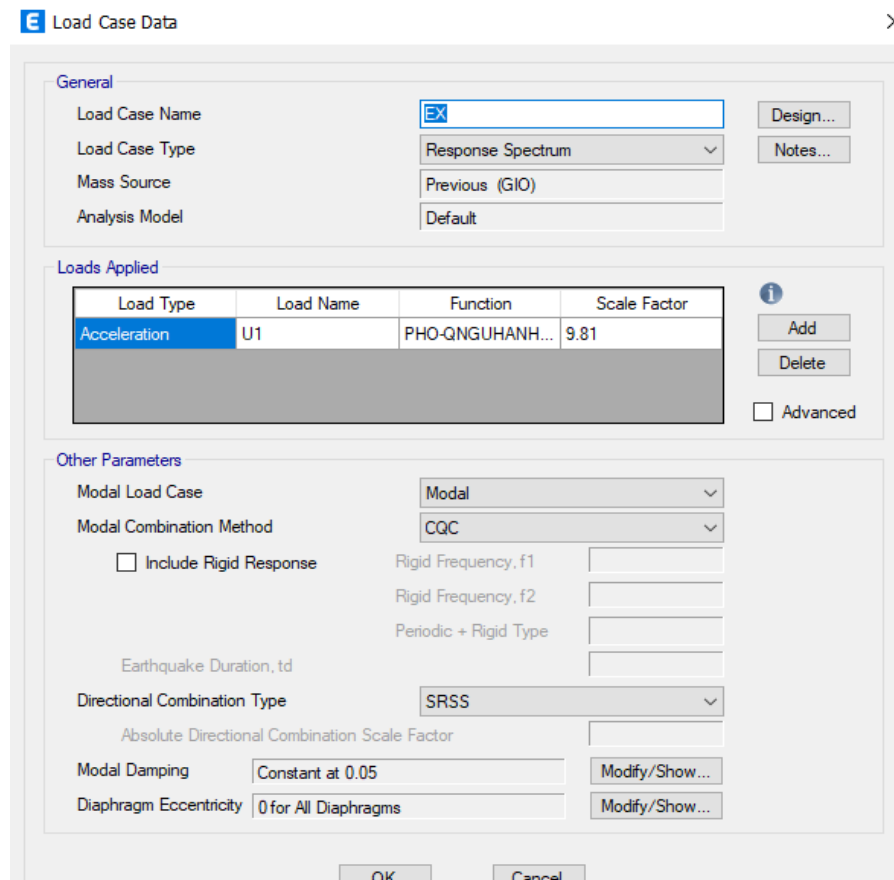
Loại nền đất	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Hình 5. 6 Các thông số của đất nền TCVN 9386-2012

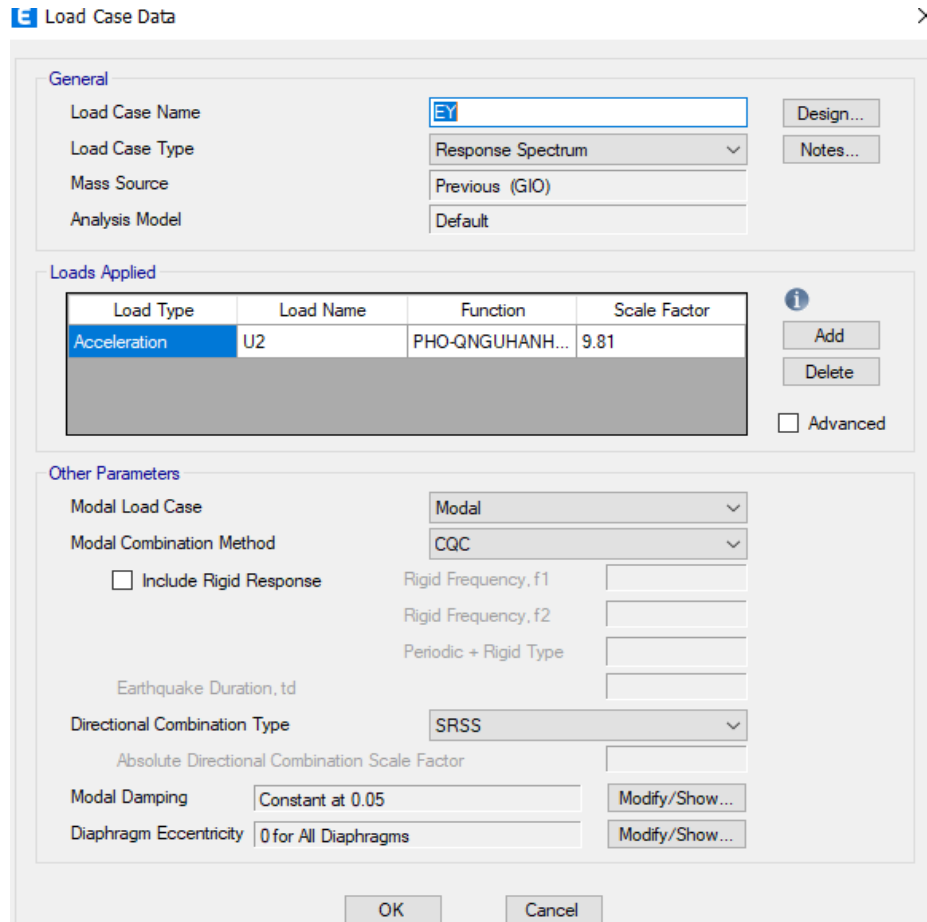
❖ **Tính toán động đất bằng phương pháp phổ phản ứng:(9386-2012)**



Hình 5. 7 Khai báo Quận Ngũ Hành Sơn- TP Đà Nẵng

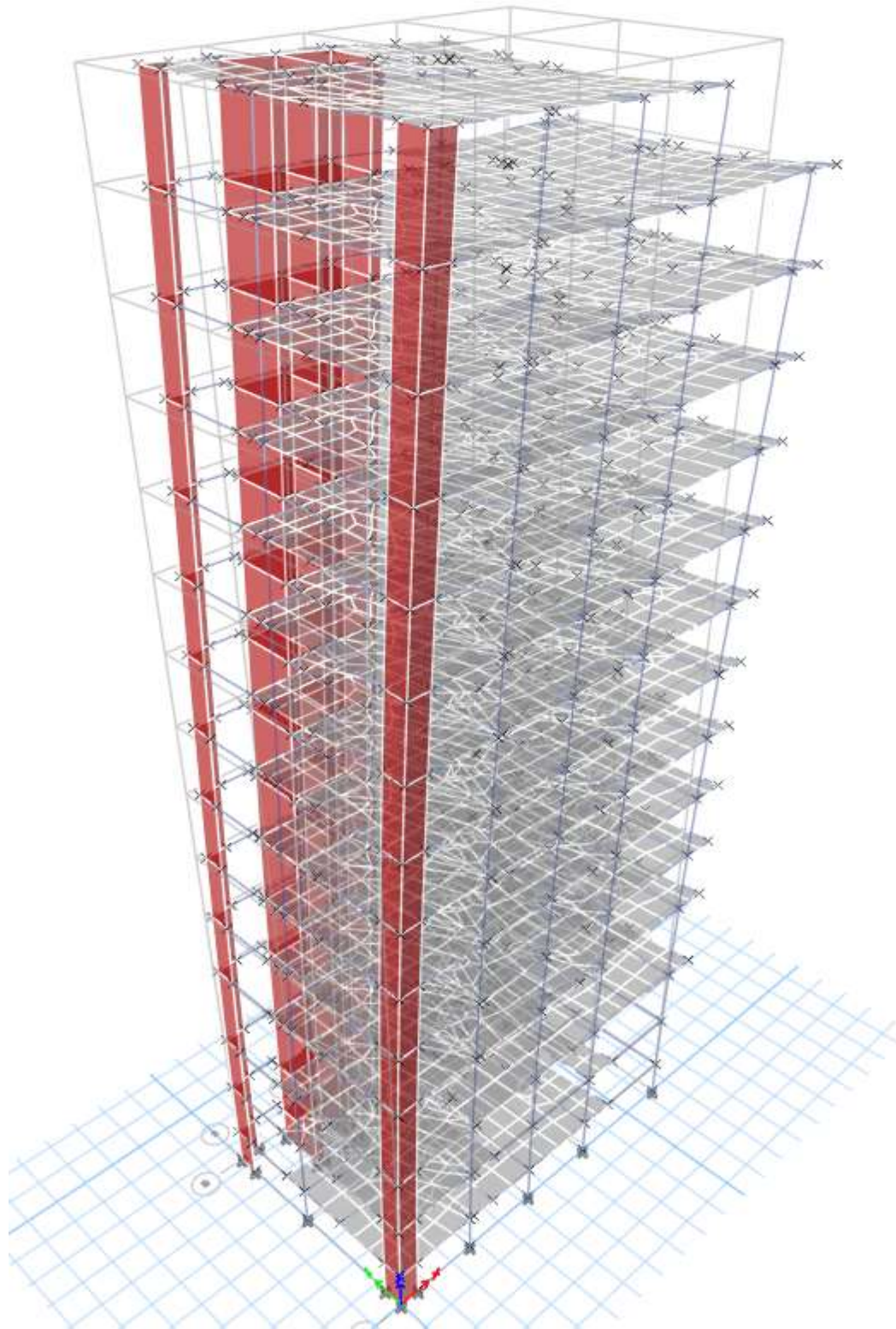


Hình 5. 8 Động đất theo phương X

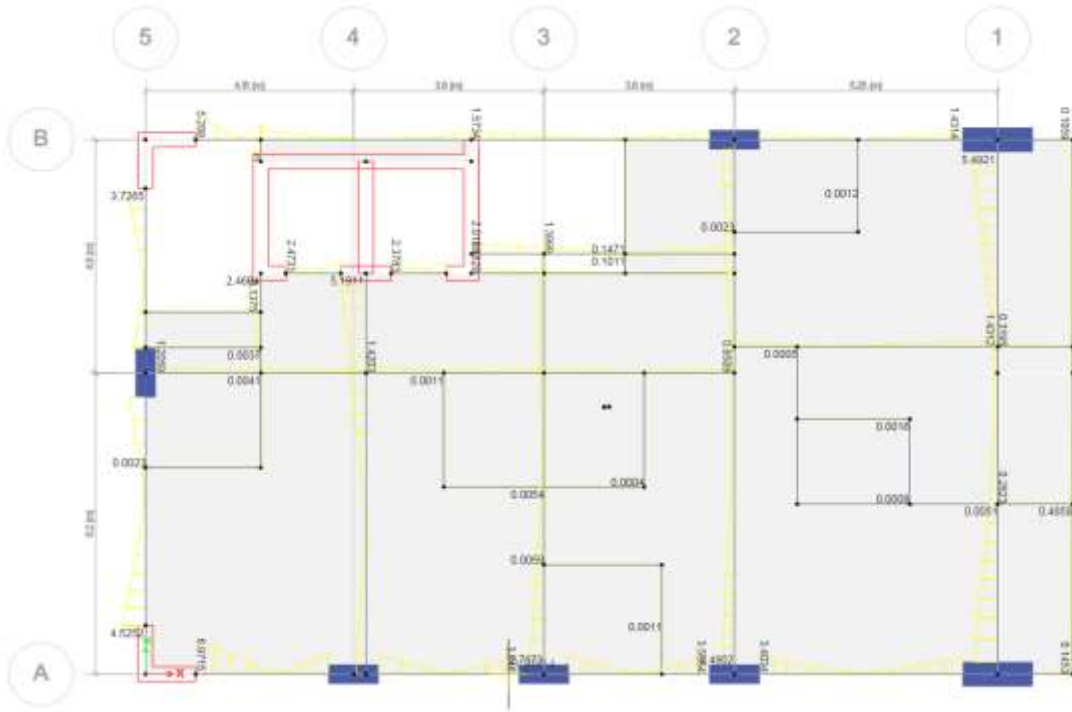


Hình 5. 9 Động đất theo phương Y

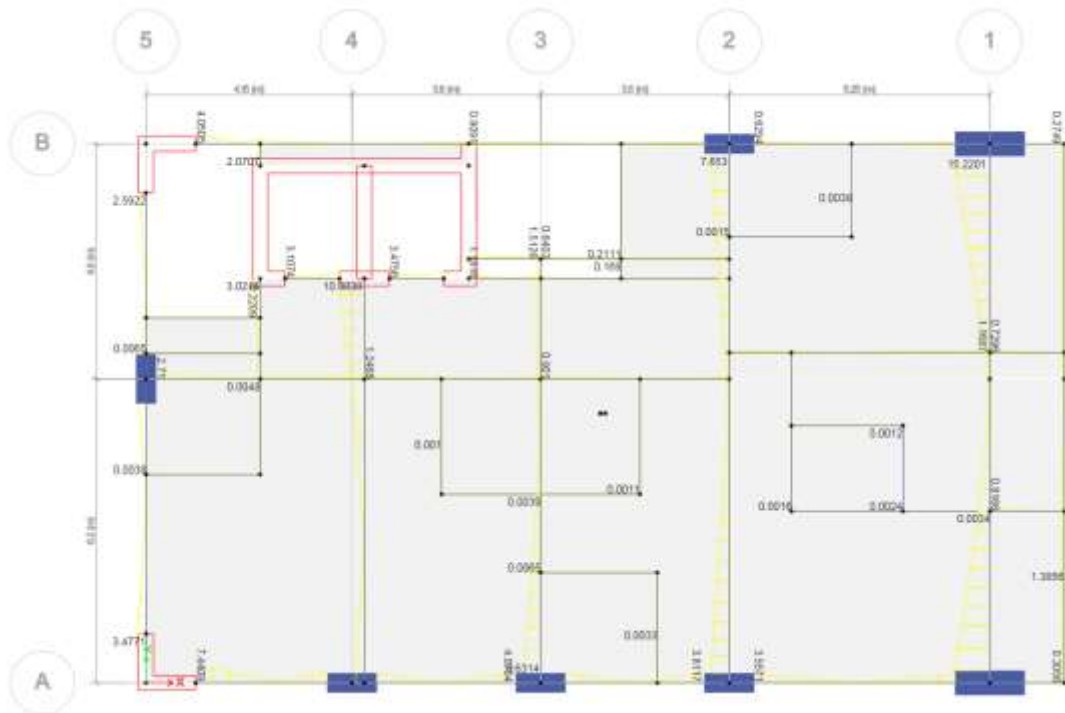
- ❖ **Kiểm tra lực động đất đã được gắn vào ETABS hay chưa bằng phương pháp xuất biểu đồ moment:**



Hình 5. 10 Sau khi chạy mô hình cần kiểm tra tải trọng động đất



Hình 5. 11 Moment động đất theo phương X



Hình 5. 12 Moment động đất theo phương Y

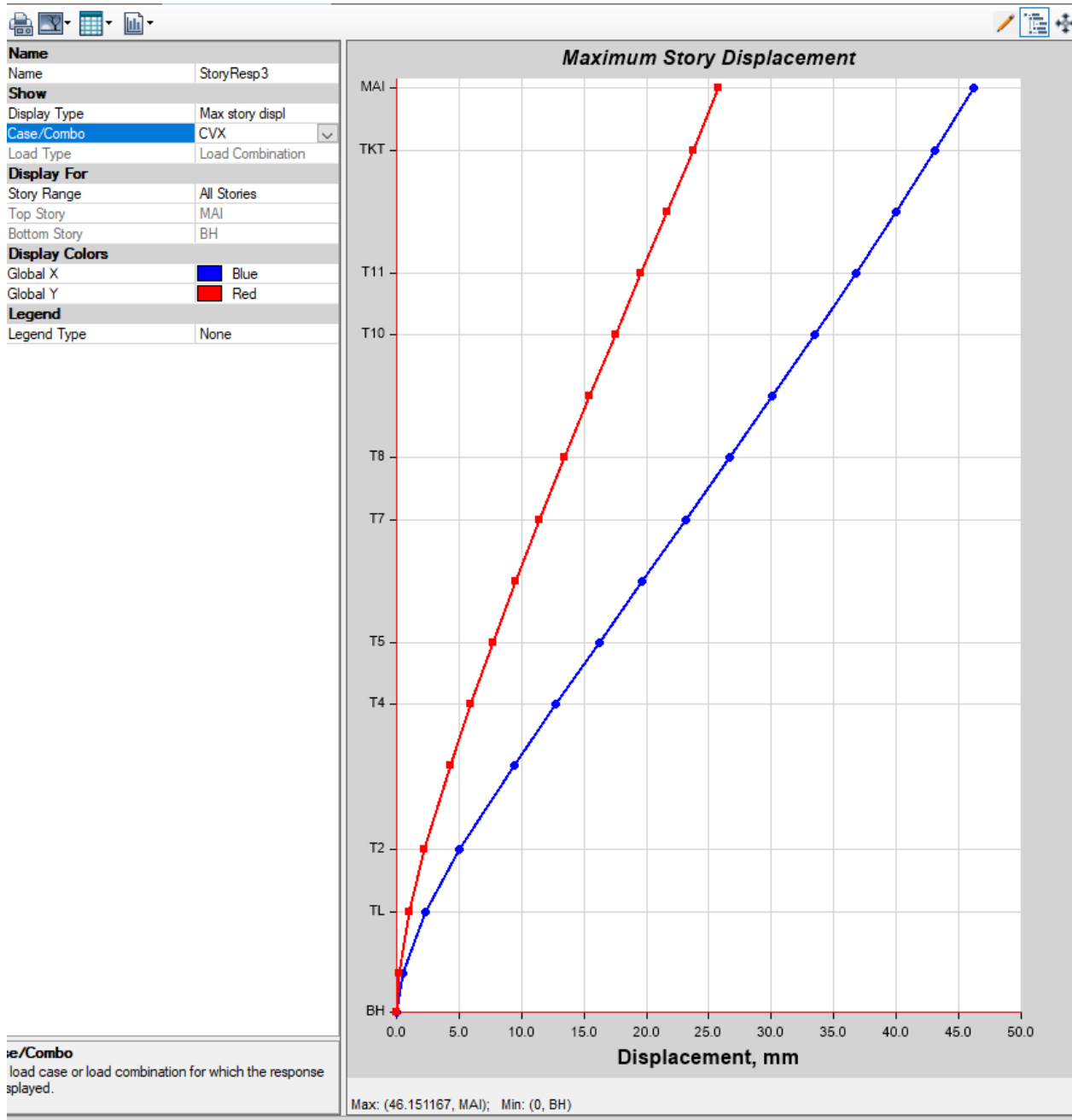
5.1.2. Khai báo các combo sử dụng TCVN 2737-2023

Bảng 5. 3 Bảng combo sử dụng khi tính toán

Tải trọng Tổ hợp	Tĩnh tải	Hoạt tải	Gió X	Gió -X	Gió Y	Gió -Y	EX	EY
TH1	1	1						
TH2	1		1					
TH3	1			1				
TH4	1				1			
TH5	1					1		
TH6	1	1	0.9					
TH7	1	1		0.9				
TH8	1	1			0.9			
TH9	1	1				0.9		
TH10	1	0.9	1					
TH11	1	0.9		1				
TH12	1	0.9			1			
TH13	1	0.9				1		
TH14	1	1					1	0.3
TH15	1	1					0.3	1
BAO	= ENVELOP(TH1,TH2,TH3,.....,TH14,TH15)							

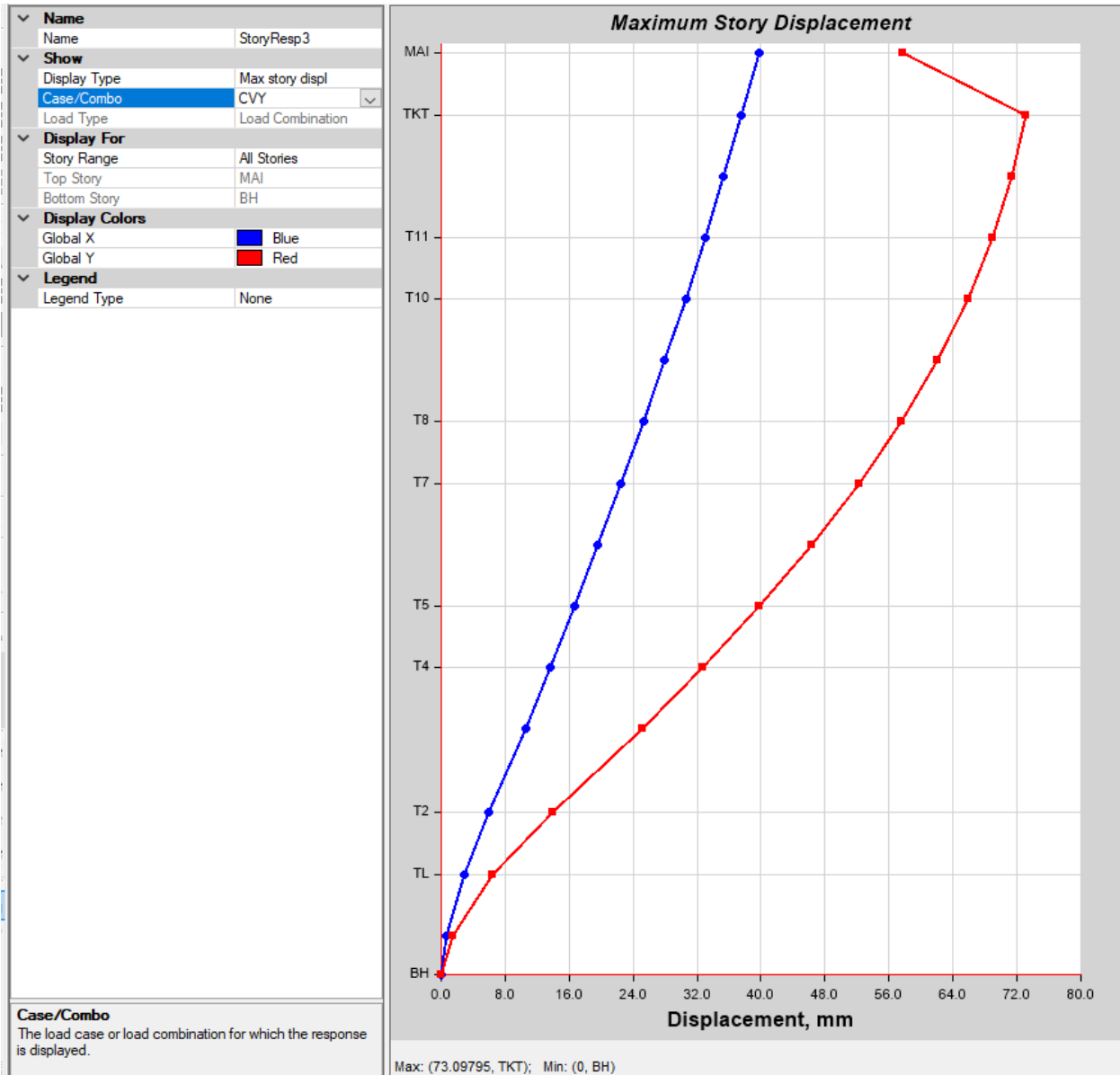
5.2. Kiểm tra ổn định tổng thể công trình

5.2.1. Kiểm tra chuyển vị ngang công trình



Hình 5. 13 Chuyển vị theo phương X

+ Chuyển vị lớn nhất theo phương X = 46,15mm



Hình 5. 14 Chuyển vị lớn nhất theo phương Y

+ Chuyển vị lớn nhất theo phương Y=73,09mm

$$\frac{D}{H} < \frac{1}{500} = \frac{49,5}{500} = 0,099m = 99mm \geq 73,09mm$$

Trong đó:

+ H: chiều cao công trình

+ D : giá trị chuyển vị được xác định bằng phương pháp tuyến tính lấy từ trong etabs

+ Nhận xét: vậy chuyển vị đỉnh của công trình thỏa điều kiện.

5.2.2. Kiểm tra chuyển vị lệch tầng

$$d_r.v \leq \alpha.h$$

Trong đó

$d_r = d_{re} \cdot q$ trong đó d_{re} là chuyển vị lệch tầng theo phương pháp tuyến tính.

q: hệ số ứng xử lấy bằng 3,9

α : lấy bằng 0.5

v: hệ số chiết giảm phụ thuộc vào mức độ quan trọng của công trình lấy bằng 0,4

h: chiều cao tầng công trình 3,3m điển hình.

$$d_{re} = 0,0008$$

Chuyển vị lệch tầng được lấy từ combo có động đất

$$TT+0,3HT+1EX+0,3EY$$

$$TT+0,3HT+0,3EX+1EY$$

$$d_{re} \leq 0,05 \cdot \frac{h}{3,9 \cdot 0,4} = \frac{h}{312} = \frac{3,3}{312} = 0,0105 > 0,008$$

+ Kết luận: thỏa chuyển vị lệch tầng:

5.2.3. Kiểm tra ổn định chống lật

Để công trình không bị lật khi tác động của động đất và gió ta có công thức sau :

$$\frac{M_{CL}}{M_{GL}} \geq 1,5$$

Trong đó :

+ M_{CL} : là moment chống lật.

+ M_{GL} : là moment gây lật

Cũng trong TCVN 198-1997 có nêu các trường hợp cần kiểm tra chống lật và trường hợp không kiểm tra chống lật theo công thức sau :

$$\frac{H}{B} > 5 \text{ cần kiểm tra chống lật}$$

$$\frac{H}{B} < 5 \text{ không cần kiểm tra chống lật}$$

Trong đó :

+ H:chiều cao công trình

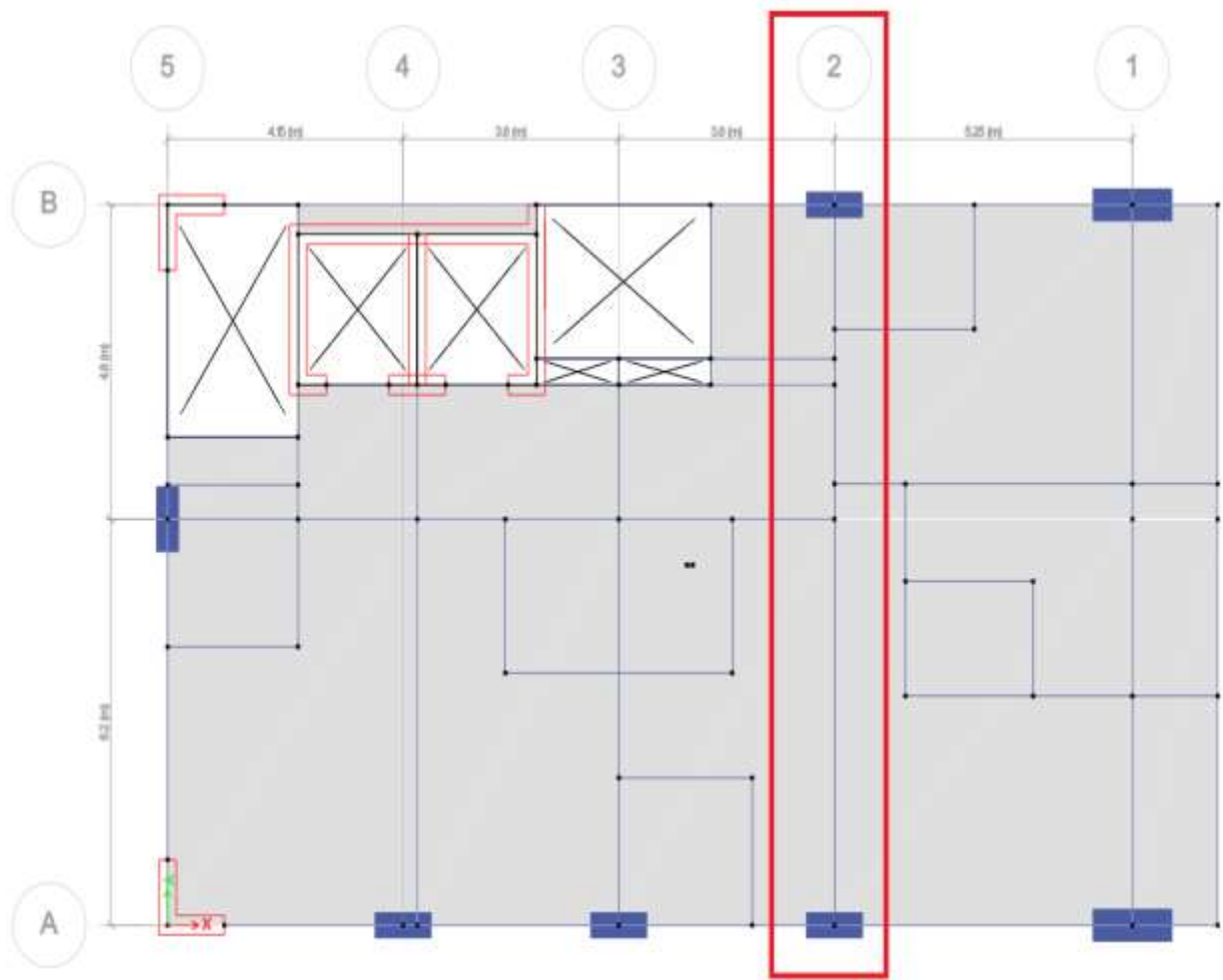
+ B:chiều rộng công trình theo phương cạnh ngắn.

Công trình hiện tại cần kiểm tra như sau

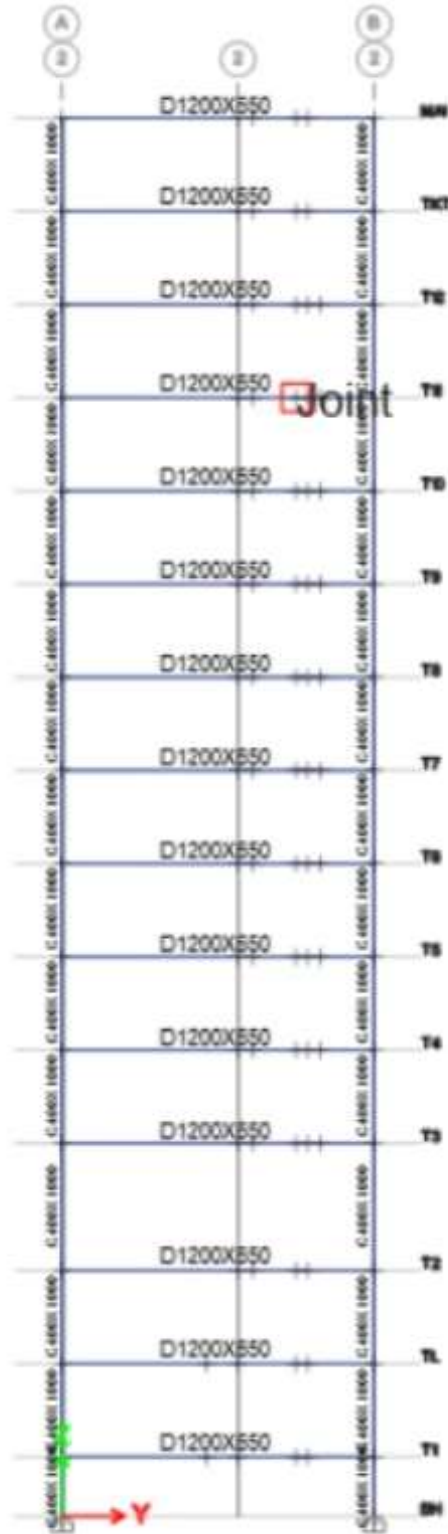
$$\frac{49,5}{11} = 4,5 < 5$$

+ Kết luận:không cần kiểm tra chống lật công trình:

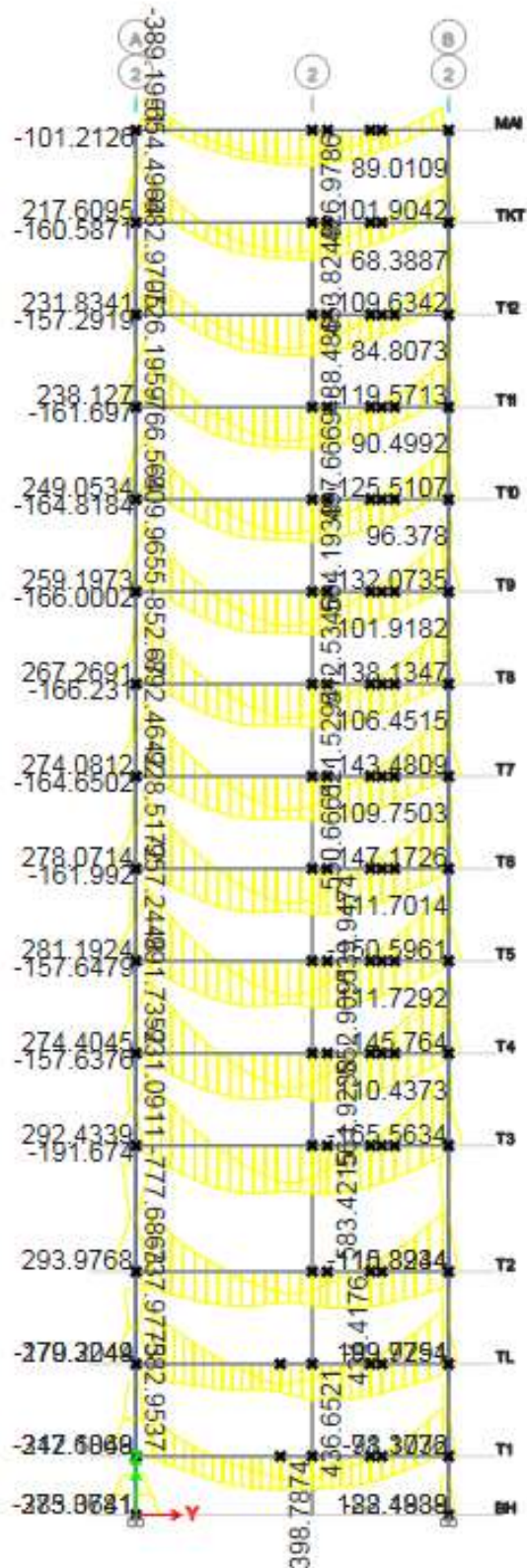
5.3. Tính toán dầm khung trục 2



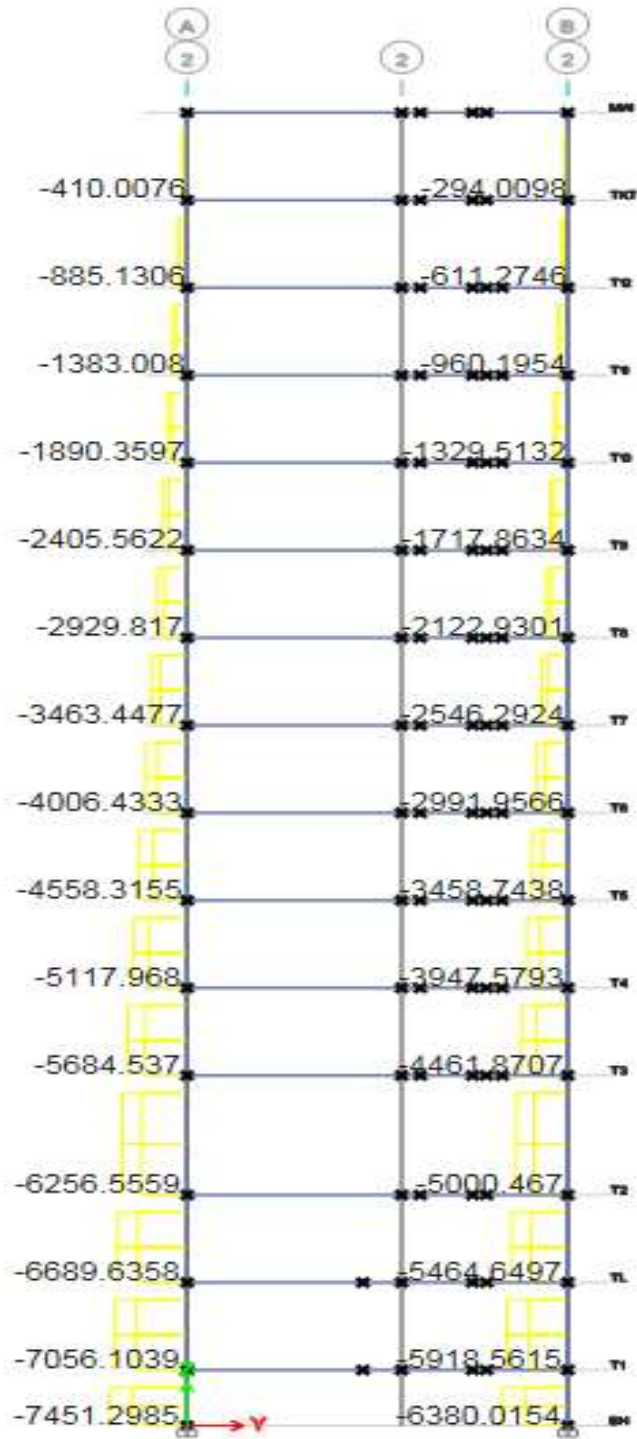
Hình 5. 15 Dầm khung trục 2



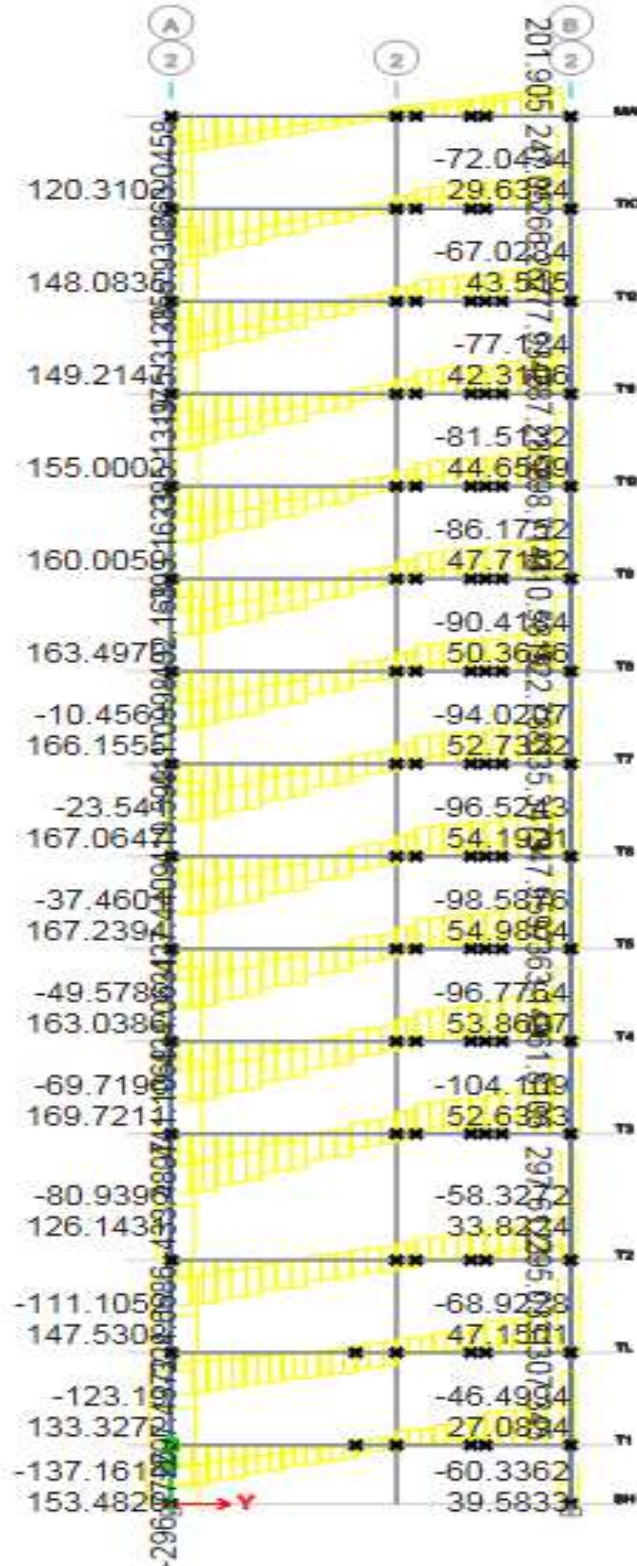
Hình 5. 16 Tiết diện dầm cột khung trục 2



Hình 5. 17 Biểu đồ Bao moment khung trục 2

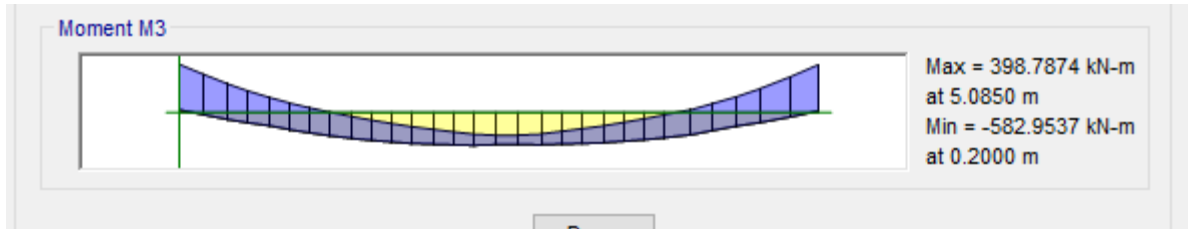


Hình 5. 18 Biểu đồ BAO lực dọc khung trục 2



Hình 5. 19 Biểu đồ lực cắt khung trục 2

5.3.1. Gối trái của dầm (B47 Tầng 1 khung trục 2)



Hình 5. 20 Moment gối trái của dầm điển hình

Chiều cao làm việc của dầm

$$h_{od}=h_d - (c + \phi_1 + \frac{t}{2})=650-(25+25+15)=585\text{mm}$$

Trong đó:

- + C:chiều sày lớp bê tông bảo vệ
- + ϕ_1 :đường kính cốt thép dọc theo phương L_1 (giả thiết $\phi_1=25\text{mm}$)
- + t:khoảng cách thông thủy giữa 2 lớp thép

Trong đó:

$$\varepsilon_{s0}=\frac{R_s}{E_s}=\frac{350}{200000}=0,00175$$

Trong đó:

- + ε_{s0} :biến dạng tương đối của cốt thép chịu kéo
- + E_s :modul đàn hồi của cốt thép

$$\xi_R=\frac{0,8}{(1+\frac{\varepsilon_{s0}}{0,0035})}=\frac{0,8}{(1+\frac{0,00175}{0,0035})}=0,533$$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{583}{17000 \cdot 1,2 \cdot (0,585)^2} = 0,083$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,083} = 0,086$$

Điều kiện

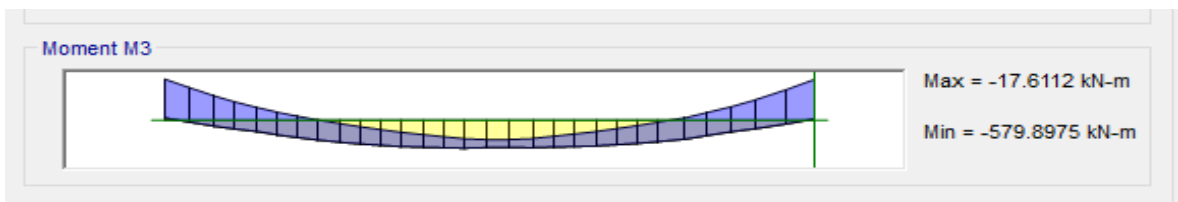
$$\zeta \leq \zeta_R = 0,086 \leq 0,533$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\zeta \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,086 \cdot 17000 \cdot 1,2 \cdot 0,585}{350000} = 2,93 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 29,3 \text{ cm}^2$$

Chọn thép $8\phi 22 = 30,4 \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{30,4}{120 \cdot 58,5} = 0,43\%$$

❖ Gõi phải của dầm



Hình 5. 21 Moment gõi phải của dầm

Chiều cao làm việc của dầm

$$h_{od} = h_d - (c + \phi_1 + \frac{t}{2}) = 650 - (25 + 25 + 15) = 585 \text{ mm}$$

Trong đó:

- + C: chiều dày lớp bê tông bảo vệ
- + ϕ_1 : đường kính cốt thép dọc theo phương L_1 (giả thiết $\phi_1 = 25 \text{ mm}$)
- + t: khoảng thông thủy của 2 lớp thép
- + Trong đó:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{350}{200000} = 0,00175$$

Trong đó:

+ ε_{s0} : biến dạng tương đối của cốt thép chịu kéo

+ E_s : modul đàn hồi của cốt thép

$$\xi_R = \frac{0,8}{\left(1 + \frac{\varepsilon_{s0}}{0,0035}\right)} = \frac{0,8}{\left(1 + \frac{0,00175}{0,0035}\right)} = 0,533$$

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{580}{17000 \cdot 1,2 \cdot (0,585)^2} = 0,083$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,138} = 0,087$$

Điều kiện

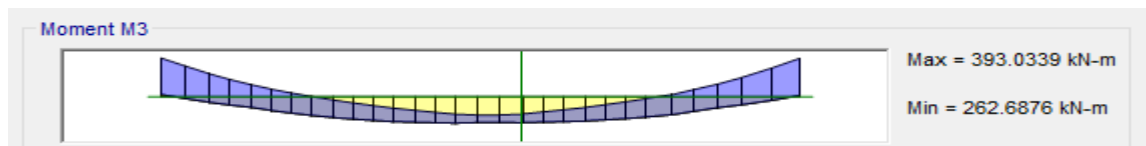
$$\zeta \leq \xi_R = 0,087 \leq 0,533$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\zeta \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,15 \cdot 17000 \cdot 1,2 \cdot 0,585}{350000} = 2,961 \cdot 10^{-3} m^2 = 29,61 cm^2$$

Chọn thép $8\phi 22 = 30,41 cm^2$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{30,41}{120 \cdot 58,5} = 0,43\%$$

❖ Tính thép nhịp cho dầm



Hình 5. 22 Moment nhịp của dầm điển hình

$$\alpha_M = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{394}{17000 \cdot 1,2 \cdot (0,585)^2} = 0,056$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1} = 0,058$$

Điều kiện

$$\zeta \leq \xi_R = 0,058 \leq 0,533$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\zeta \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,1 \cdot 17000 \cdot 1,2 \cdot 0,585}{350000} = 1,98 \cdot 10^{-3} m^2 = 19,8 cm^2$$

Chọn thép $6\phi 22 A_s = 22,81 cm^2$

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{22,81}{120 \cdot 58,5} = 0,32\%$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu và tối đa (TCVN 5574-2018)

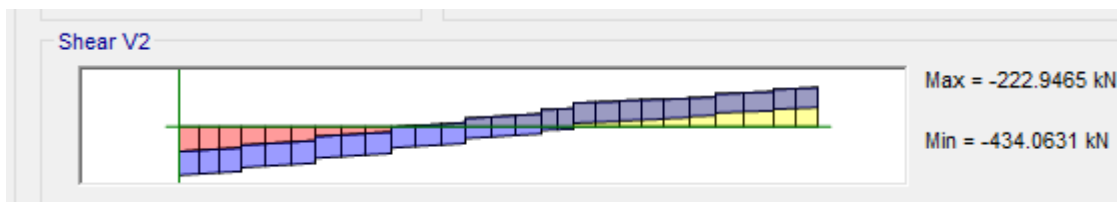
$$\mu_{\min} = 0,1\%$$

$$\mu_{\max} = \frac{\xi_R \cdot R_b}{R_s} \cdot 100\% = 2,58\%$$

Bảng 5. 4 Bảng tính toán cốt thép dầm

Tên	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a'	h ₀ (mm)	ξ_m	ξ	C.thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép			C.thép chọn A_s (cm ²)	ξ_{tt} (%)	ξ_{ch} (%)
										12 Ø 22	0 Ø 20	0 Ø 20			
B47TL	Gối trái	-738.00	1200	650	65	585.0	0.106	0.112	38.18	12 Ø 22	0 Ø 20	45.62	0.54	0.65	
	Nhịp	422.00	1200	650	65	585.0	0.060	0.062	21.27	6 Ø 22	0 Ø 0	22.81	0.30	0.32	
	Gối Phải	-647.00	1200	650	65	585.0	0.093	0.097	33.22	10 Ø 22	0 Ø 20	38.01	0.47	0.54	
B47T2	Gối trái	-778.00	1200	650	65	585.0	0.111	0.118	40.39	12 Ø 22	0 Ø 20	45.62	0.58	0.65	
	Nhịp	435.00	1200	650	65	585.0	0.062	0.064	21.95	6 Ø 22	0 Ø 0	22.81	0.31	0.32	
	Gối Phải	-705.00	1200	650	65	585.0	0.101	0.107	36.37	10 Ø 22	0 Ø 20	38.01	0.52	0.54	
B47T3	Gối trái	-931.00	1200	650	65	585.0	0.133	0.144	48.99	12 Ø 22	2 Ø 20	51.90	0.70	0.74	
	Nhịp	582.00	1200	650	65	585.0	0.083	0.087	29.72	8 Ø 22	0 Ø 0	30.41	0.42	0.43	
	Gối Phải	-826.00	1200	650	65	585.0	0.118	0.126	43.06	12 Ø 22	0 Ø 20	45.62	0.61	0.65	
B47MÁI	Gối trái	-390.00	1200	650	65	585.0	0.056	0.058	19.61	6 Ø 22	0 Ø 20	22.81	0.28	0.32	
	Nhịp	426.00	1200	650	65	585.0	0.061	0.063	21.48	6 Ø 22	0 Ø 0	22.81	0.31	0.32	
	Gối Phải	-271.00	1200	650	65	585.0	0.039	0.040	13.50	6 Ø 22	0 Ø 20	22.81	0.19	0.32	

5.3.2. Tính toán cốt đai cho dầm cho có lực cắt lớn nhất (B47 Tầng 5 Khung trục 2)



Hình 5. 23 Giá trị lực cắt lớn nhất của toàn dầm

Tính thép đai cho một dầm điển hình B47 (1200x650) với lực cắt lớn nhất là $Q=435\text{kN}$ tại tầng 5.

Lực cắt lớn nhất của dầm $Q_{\max}=435\text{kN}$

$$Q \leq 0,3.R_b.b.h_o = 0,3.17000.1,2.0,585 = 3580\text{kN}$$

⇒ Dải nghiêng ở bụng dầm không bị phá hoại do ứng suất nén.

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông ở mép gối tựa

$$Q_{\max} < Q_{b\max} = 2,5_n R_{bt}.b.h_o = 2,5.1.1,15.10^3.1,2.0,585 = 2018,25\text{kN}$$

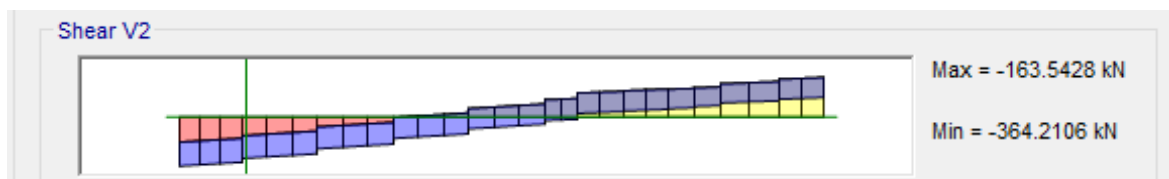
Ở cuối tiết diện nghiêng (có kể đến dầm có lực tập trung)

$$Q \leq \frac{1,5.\phi_n.R_{bt}.b.h_o^2}{c} = \frac{1,5.1.1,15.10^3.1,2.(0,585)^2}{1,755} = 403,65\text{ kN}$$

Trong đó:

Q : lực cắt ở cuối tiết diện nghiêng (chính là khoảng cách từ mép gối tựa đến C)

$$C = (a, 3h_o) = \min(6.5, 1,755) = 1,755$$



Hình 5. 24 Lực cắt lớn nhất ở cuối tiết diện nghiêng

Kết luận: cần tính toán cốt đai cho dầm

+ Chọn đai $\phi 8$ đai 2 nhánh

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2}{4,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2} - \frac{q}{0,75}$$
$$= \frac{435^2}{4,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot (0,585)^2} - 0 = 89 \text{ (kN/m)}$$

+ Tính C_o

$$C_{ox} = \sqrt{\frac{1,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{0,75 q_{sw}}} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot (0,585)^2}{0,75 \cdot 89}} = 3,25$$

Tính lại q_{sw} sau khi đã có C_o

$$q_{sw} = \frac{1}{0,75} \left(\frac{Q_{max}}{C_o} - q - \frac{1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C_o^2} \right) \Leftrightarrow$$
$$\frac{1}{0,75} \left(\frac{435}{3,25} - 0 - \frac{1,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot (0,585)^2}{3,25^2} \right) = 87,8 \text{ kN/m}$$
$$q_{sw} = 87,8 \leq 0,25 R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 1,2 = 345 \text{ kN/m}$$

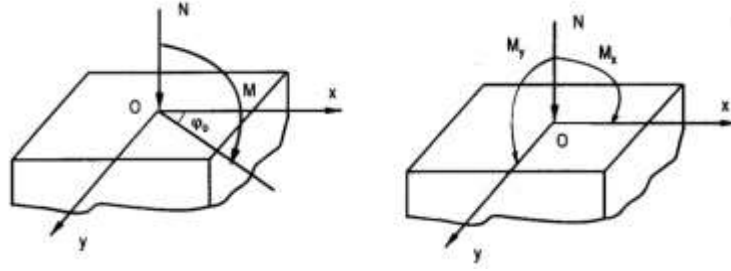
+ Nhận xét: vậ bố trí cốt đai $\phi 8a100$ tại đoạn $L/4$ và giữa dầm là $\phi 8a200$

5.4. Tính toán thép cột cho khung trục 2

5.4.1. Cơ sở tính toán

- Nén lệch tâm xiên là trường hợp nén lệch tâm mà mặt phẳng uốn không chứa trục đối xứng của tiết diện. Thực tế thường gặp đối với tiết diện chữ nhật. Tiết diện tròn không có trường hợp nén lệch tâm xiên.

- Gọi 2 trục đối xứng của tiết diện là Ox và Oy . Góc giữa mặt phẳng uốn và trục Ox là φ_0 .



- Mômen uốn M có thể phân thành hai thành phần tác dụng trong hai mặt phẳng chứa trục Ox và Oy là M_x và M_y (như hình vẽ).

$$M_x = M \cos \varphi_0 \text{ và } M_y = M \sin \varphi_0$$

- Trường hợp khi tính toán nội lực đã xác định và tổ hợp riêng M_x và M_y theo hai phương thì mômen tổng M là: $M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$.

- Tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm xiên thì cốt thép thường đặt theo chu vi và đối xứng qua hai trục. Trường hợp $M_x \approx M_y$ thì nên làm cột vuông.

- Công thức gần đúng tính toán cấu kiện BTCT chịu nén lệch tâm xiên:

Xét tiết diện có cạnh C_x và C_y điều kiện để áp dụng phương pháp gần đúng là: $0.5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$, cốt thép được đặt theo chu vi, phân bố đều hoặc mật độ cốt thép trên cạnh b có thể lớn hơn (cạnh b được xác định tùy trường hợp – sẽ trình bày ở phần sau).

- Tiết diện cột chịu lực nén N , momen uốn M_x ; M_y độ lệch tâm ngẫu nhiên e_{ax} ; e_{ay} Sau khi xét uốn dọc theo hai phương, tính được hệ số η_x ; η_y . Mô men đã gia tăng $M_{x1} = \eta_y \cdot e_{oy} \cdot N$ và $M_{y1} = \eta_x \cdot e_{ox} \cdot N$.

+ Tùy theo tương quan của M_{x1} ; M_{y1} với kích thước các cạnh mà đưa về một trong 2 phương tính toán:

Bảng 5. 5 Phương pháp tính toán theo một trong hai phương

Mô hình	Theo phương x	Theo phương y
Điều kiện	$\frac{M_{x1}}{C_x} \geq \frac{M_{y1}}{C_y}$	$\frac{M_{x1}}{C_x} < \frac{M_{y1}}{C_y}$
Ký hiệu	$h = C_x; b = C_y$ $M_1 = M_{x1}, M_2 = M_{y1}$ $e_a = e_{ax} + 0,2. e_{ay}$	$h = C_y; b = C_x$ $M_1 = M_{y1}, M_2 = M_{x1}$ $e_a = e_{ay} + 0,2. e_{ax}$
Với: e_{ax}, e_{ay} là độ lệch tâm ngẫu nhiên theo 2 phương.		

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ là a , tính $h_0 = h - a; Z = h - 2a$ chuẩn bị các số liệu $R_b; R_s; R'_s; \xi_R$ như đối với trường hợp nén lệch tâm phẳng.

- Tiến hành tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng: $x_1 = \frac{N}{R_b b}$

+ Hệ số chuyển đổi m_0 :

Nếu: $x_1 \leq h$ thì: $m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0}$

Nếu: $x_1 > h$ thì: $m_0 = 0.4$

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

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

+ Độ lệch tâm:

$$e_1 = \frac{M}{N}; e_0 = e_1 + e_a; e = e_0 + \frac{h}{2} - a$$

+ Tính toán độ mảnh theo 2 phương:

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}; \lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

- + Dựa vào độ lệch tâm e_0 và giá trị x_1 để phân biệt các trường hợp tính toán.
- TH1: Nén lệch tâm rất bé khi $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} \leq 0.3$ tính toán gần đúng như nén đúng tâm
- Hệ số ảnh hưởng đến độ lệch tâm: $\gamma = \frac{1}{(0.5-\varepsilon)(2+\varepsilon)}$
- + Hệ số uốn dọc phụ thuộc thêm khi xét nén đúng tâm: $\varphi_e = \varphi + \frac{(1-\varphi)\varepsilon}{0.3}$
- + Khi $\lambda < 14$ lấy $\varphi = 1$
- + Khi $14 < \lambda < 104$ lấy φ theo công thức $\varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda$
- Diện tích toàn bộ cốt thép $A_s > \frac{\gamma N - R_b b h}{R_s - R_b}$
- Cốt thép đặt đều theo chu vi (mật độ cốt thép theo cạnh b có thể lớn hơn).
- TH2: Khi $x_1 > \xi_R h_0$ xảy ra nén lệch tâm bé phải tính toán lại x
- Có thể tính x theo công thức gần đúng:

$$x = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_0^2} \right) h_0; \varepsilon_0 = \frac{e_0}{h}$$

- Diện tích cốt thép theo yêu cầu:

$$A_s = \frac{Ne - R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{k R_a Z}$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a; Z = h - 2a; k = 0.4$$

+ Hệ số $k < 0.5$ là hệ số xét đến vấn đề đặt cốt thép phân bố theo chu vi cho toàn bộ tiết diện. Quy định lấy $k = 0.4$

- TH3: $x_1 \leq \xi_R h_0$ tính toán theo trường hợp nén lệch tâm lớn.

Khi $2a' \leq x_1 \leq \xi_R h_0$ lấy $x = x_1$ và tính A_s theo công thức sau:

$$A_s = \frac{Ne - R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{k R_{sc} Z}$$

+ Trường hợp $R_s = R_{sc}$ dùng công thức:

$$A_{st} = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{k R_{sc} Z}$$

+ Khi $2a' > x_1$ ứng suất trong cốt thép chưa đạt đến R_{sc} , giả thuyết để tính x_1 là không đúng, lúc này sử dụng công thức:

$$A_{st} = \frac{N e'}{k R_s Z} = \frac{N(e - Z)}{k R_s Z}$$

- Một số quy định với cốt thép:

+ Cốt dọc:

+ Khi $h, b > 40cm$ thì đường kính cốt thép $d > 16mm$

+ Khoảng cách giữa hai cốt thép $t > 30mm$

+ Khi $h > 60cm$ cần đặt cốt cấu tạo $d = 12 \div 14mm$

+ Cốt đai:

+ $d > 0.25d_1$; d_1 là đường kính lớn nhất của cốt dọc chịu lực

+ Khoảng cách giữa các cốt đai:

+ $a_d \leq 15d_2$; d_2 là đường kính bé nhất của cốt dọc và $a_0 = 500mm$

+ Trong đoạn nối chồng cốt thép $a_d \leq 10d_2$

+ Để giữ ổn định, tốt nhất là cốt dọc được nằm ở góc của cốt đai. Tiêu chuẩn thiết kế yêu cầu cứ cách một cốt dọc phải có một cốt dọc nằm ở góc cốt đai. Chỉ khi cạnh của tiết diện không quá 40 cm và trên mỗi cạnh có không quá bốn cốt dọc mới cho phép dùng một cốt đai bao quanh tất cả các cốt dọc.

+ Những cột có hàm lượng thép bé hoặc âm thì đặt theo cấu tạo thoả mãn điều kiện:

$$F_a \geq 0.2bh_0$$

Bảng 5. 6 Tính toán cốt thép cột khung trục 2

Tên	Tầng	Tổ hợp	P	$M_y = M_{22}$	$M_x = M_{33}$	Hàng	$C_y = t_2$	$C_x = t_3$	$A_{st.K_s}$	μ	Bố Trí	A_{stbt}	μ
Cột		Tải trọng	KN	KN-m	KN-m	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(%)	Cốt thép	(cm ²)	(%)
C1	MAI	Comb6	- 405.746	-316.488	217.6095	3300	1000	400	58.6745	1.47%	20Φ20	62.83185	1.57%
C4	MAI	Comb7	- 237.371	187.4366	-99.4401	3300	1000	400	28.31539	0.71%	10Φ20	31.41593	0.79%
C1	TKT	Comb8	- 885.026	-378.724	213.5498	3300	1000	400	44.18023	1.10%	16Φ20	50.26548	1.26%
C4	TKT	Comb3	- 481.559	163.7051	-109.634	3300	1000	400	18.42264	0.46%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T12	Comb6	- 1311.01	-308.403	238.127	3300	1000	400	29.90665	0.75%	10Φ20	31.41593	0.79%
C4	T12	Comb3	- 778.992	171.1153	-119.571	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T11	Comb6	- 1782.04	-305.544	249.0534	3300	1000	400	19.40012	0.49%	8Φ20	25.13274	0.63%
C4	T11	Comb3	- 1079.93	168.5551	-125.511	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T10	Comb6	- 2258.52	-303.801	259.1973	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C4	T10	Comb3	- 1382.33	167.3455	-132.073	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T9	Comb6	- 2741.37	-302.374	267.2691	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C4	T9	Comb3	- 1687.73	166.5653	-138.135	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T8	Comb6	- 3230.98	-300.893	274.0812	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%

Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn RoyalHuy1

C4	T8	Comb9	-	2546.29	388.019	-67.8188	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T7	Comb6	-	3727.82	-299.175	278.0714	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C4	T7	Comb9	-	2991.96	413.5459	-67.341	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T6	Comb6	-	4232.36	-298.058	281.1924	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C4	T6	Comb9	-	3458.74	439.0892	-66.5985	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T5	Comb6	-	4744.96	-290.55	274.4045	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C4	T5	Comb9	-	3947.58	456.1511	-62.795	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T4	Comb6	-	5267.06	-319.596	292.4339	3300	1000	400	28.09707	0.70%	10Φ20	31.41593	0.79%
C4	T4	Comb9	-	4461.87	519.5867	-69.6771	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T3	Comb6	-	5806.42	-183.665	283.2342	4500	1000	400	32.62294	0.82%	12Φ20	37.69911	0.94%
C4	T3	Comb9	-	5000.47	376.361	-42.5354	4500	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T2	Comb6	-	6216.44	-163.105	271.6726	3300	1000	400	38.04134	0.95%	14Φ20	43.9823	1.10%
C4	T2	Comb9	-	5464.65	405.338	-44.662	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	TL	Comb8	-	-7056.1	-397.674	-238.108	3300	1000	400	60.58885	1.51%	20Φ20	62.83185	1.57%
C4	TL	Comb9	-	5918.56	374.7067	-49.6192	3300	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%
C1	T1	Comb8	-	-7451.3	-261.54	-275.54	2100	1000	400	72.55086	1.81%	24Φ20	75.39822	1.88%
C4	T1	Comb9	-	6380.02	254.8489	-61.7093	2100	1000	400	16	0.40%	6Φ20	18.84956	0.47%

Bảng 5. 7 Thống kê cốt thép để tiện thi công khung trục 2

Tầng	C1	C4
MÁI	20Φ20	20Φ20
Kĩ Thuật	20Φ20	20Φ20
T12	24Φ20	24Φ20
T11	24Φ20	24Φ20
T10	24Φ20	24Φ20
T9	24Φ20	24Φ20
T8	24Φ20	24Φ20

Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn RoyalHuy1

T7	24Φ20	24Φ20
T6	24Φ20	24Φ20
T5	24Φ20	24Φ20
T4	24Φ20	24Φ20
T3	24Φ20	24Φ20
T2	24Φ20	24Φ20
TL	24Φ20	24Φ20
T1	24Φ20	24Φ20

CHƯƠNG 6 : TÍNH TOÁN MÓNG KHUNG TRỤC 2

6.1. Điều kiện địa chất công trình

6.1.1. Địa tầng

+ Lớp đất số 1 : Cát mịn, chặt vừa đến chặt

Có màu vàng trắng, xám nhạt; trên mặt chứa ít dăm gạch, rễ cây.

Ẩm đến bão hòa nước. Trạng thái chặt vừa đến chặt.

Bề dày lớp thay đổi từ 10.5 đến 11.0m.

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	= 19.5
- Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm ³)	= 1.932
- Dung trọng khô, γ_c (g/cm ³)	= 1.618
- Dung trọng đẩy nổi, $\gamma_{đn}$ (g/cm ³)	= 1.011
- Tỷ trọng, Δ (g/cm ³)	= 2.65
- Hệ số rỗng tự nhiên, ϵ_0	= 0.637
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	= 0.009
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	= 143.9
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	= 0.009
- Góc nội ma sát, φ (độ)	= 32°22'
- N30 (SPT)	= 26

+ Lớp đất số 2 : Cát bụi, chặt vừa

Có màu xám nhạt, xám đen. Bão hoà nước. Trạng thái chặt vừa.

Bề dày lớp trung bình 6.0m.

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	= 24.6
- Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm ³)	= 1.904

- Dung trọng khô, γ_c (g/cm ³)	= 1.529
- Dung trọng đẩy nổi, $\gamma_{đn}$ (g/cm ³)	= 0.955
- Tỷ trọng, Δ (g/cm ³)	= 2.66
- Hệ số rỗng tự nhiên, ε_o	= 0.738
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	= 0.013
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	= 111.0
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	= 0.018
- Góc nội ma sát, φ (độ)	= 30°21'
- N30 (SPT)	= 19

+ Lớp đất số 3 : Sét, dẻo mềm

Có màu xám đen lẫn ít vỏ sò ốc.

Bão hòa nước. Trạng thái dẻo mềm. Bề dày lớp thay đổi từ 8.3 đến 9.0m.

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	= 38.1
- Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm ³)	= 1.821
- Dung trọng khô, γ_c (g/cm ³)	= 1.319
- Tỷ trọng, Δ (g/cm ³)	= 2.69
- Hệ số rỗng tự nhiên, ε_o	= 1.039
- Giới hạn nhão, W_L (%)	= 45.0
- Giới hạn dẻo, W_P (%)	= 26.2
- Chỉ số dẻo, I_P (%)	= 18.8
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	= 0.048
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	= 51.6
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	= 0.142
- Góc nội ma sát, φ (độ)	= 7°1'
- N30 (SPT)	= 06

+ Lớp đất số 4 : Á cát, dẻo

Có màu xám nhạt. Bão hòa nước. Trạng thái dẻo.

Bề dày lớp thay đổi từ 1.5 đến 1.7m.

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	= 21.9
- Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm ³)	= 1.922
- Dung trọng khô, γ_c (g/cm ³)	= 1.577
- Tỷ trọng, Δ (g/cm ³)	= 2.68
- Hệ số rỗng tự nhiên, ε_o	= 0.697
- Giới hạn nhão, W_L (%)	= 25.3
- Giới hạn dẻo, W_P (%)	= 18.7
- Chỉ số dẻo, I_P (%)	= 6.6
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	= 0.021
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	= 89.9
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	= 0.131
- Góc nội ma sát, φ (độ)	= 18°23'
- N30 (SPT)	= 11

+ Lớp đất số 5 : Cát thô vừa đến thô, chặt đến rất chặt

Có màu xám nhạt. Bão hòa nước. Trạng thái chặt đến rất chặt.

Bề dày lớp thay đổi từ 8.8 đến 10.2m.

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	= 17.6
- Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm ³)	= 1.983
- Dung trọng khô, γ_c (g/cm ³)	= 1.675
- Dung trọng đẩy nổi, $\gamma_{\text{đn}}$ (g/cm ³)	= 1.047
- Tỷ trọng, Δ (g/cm ³)	= 2.64
- Hệ số rỗng tự nhiên, ε_o	= 0.582

- Modul biến dạng, E (kG/cm²) ≥ 400.0
- Lực dính kết (theo TCVN 9362:2012), C (kG/cm²) = 0.000
 - Góc nội ma sát (theo TCVN 9362:2012), φ (độ) $\geq 38^{\circ}00'$
- N30 (SPT) = 64

+ Lớp đất số 6 : Á sét, nửa cứng

Có màu xám vàng. Trạng thái nửa cứng

Bề dày lớp thay đổi từ 1.2 đến 1.8m.

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

- Độ ẩm tự nhiên, W (%) = 26.0
- Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm³) = 1.944
- Dung trọng khô, γ_c (g/cm³) = 1.544
- Tỷ trọng, Δ (g/cm³) = 2.71
- Hệ số rỗng tự nhiên, ε_0 = 0.753
 - Giới hạn nhão, W_L (%) = 37.2
- Giới hạn dẻo, W_P (%) = 23.3
- Chỉ số dẻo, I_P (%) = 14.0
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm²/kG) = 0.024
- Modul biến dạng, E (kG/cm²) = 136.0
- Lực dính kết, C (kG/cm²) = 0.223
 - Góc nội ma sát, φ (độ) = $16^{\circ}46'$
- N30 (SPT) = 29

+ Lớp đất số 7 : Á cát, cứng

Có màu xám trắng. Trạng thái cứng.

Đây là sản phẩm có nguồn gốc phong hóa của tầng đá bên dưới.

Bề dày lớp thay đổi từ 5.5m (LK1) đến lớn hơn 7.5m (LK2).

Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau :

- Độ ẩm tự nhiên, W (%) = 16.5

- Dung trọng tự nhiên, γ_w (g/cm ³)	= 2.021
- Dung trọng khô, γ_c (g/cm ³)	= 1.729
- Tỷ trọng, Δ (g/cm ³)	= 2.69
- Hệ số rỗng tự nhiên, ε_o	= 0.553
- Giới hạn nhão, W_L (%)	= 25.1
- Giới hạn dẻo, W_P (%)	= 18.5
- Chỉ số dẻo, I_P (%)	= 6.7
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	= 0.016
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	= 259.7
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	= 0.206
- Góc nội ma sát, φ (độ)	= 26°39'
- N30 (SPT)	>56

+ Lớp đất số 8 : Đá granit phong hóa mạnh

Có màu xám xanh lốm đốm trắng; đá bị phong hóa mạnh, nứt nẻ nhiều.

Lớp đá này mới chỉ gặp ở lỗ khoan LK2 ở độ sâu 43.0m.

6.1.2. Đánh giá nền đất

Bảng 6. 1 Đánh giá nền đất

$10 > N_{SPT}$	Đất yếu
$10 < N_{SPT} < 30$	Đất trung bình
$30 < N_{SPT} < 50$	Đất tốt
$N_{SPT} > 50$	Đất rất tốt

Lớp 1: có chỉ số SPT: 26 búa, là lớp đất trung bình, phù hợp đặt móng, nhưng trong trường hợp móng cọc nên không thể đặt móng tại lớp này.

Lớp 2: Có chỉ số SPT: 19 búa, là lớp đất trung bình, phù hợp đặt móng, nhưng trong trường hợp móng cọc nên không thể đặt móng tại lớp này.

Lớp 3: Có chỉ số SPT: 6 búa, thuộc nhóm đất yếu, lớp này không phụ hợp đặt móng.

Lớp 4: có chỉ số SPT: 11 búa, là lớp đất trung bình, phù hợp đặt móng, nhưng trong trường hợp móng cọc nên không thể đặt móng tại lớp này.

Lớp 5: có chỉ số SPT:64 búa, thuộc nhóm đất rất tốt, phù hợp đặt móng tại lớp đất này.

Lớp 6: Có chỉ số SPT: 29 búa, là lớp đất trung bình, phù hợp đặt móng, nhưng trong trường hợp móng cọc nên không thể đặt móng tại lớp này.

Lớp 7 : Có chỉ số SPT: >56 búa, thuộc nhóm đất rất tốt, phù hợp đặt móng tại lớp đất này.

Kết Luận : Bố trí chiều dài cọc đến lớp đất thứ 5 là hợp lý.

6.1.3. Lựa chọn giải pháp móng

Cơ sở chính để lựa chọn giải pháp nền móng dựa trên:

- + Đặc điểm công trình và tải trọng tác động lên móng công trình.
- + Tình hình phân lớp, chiều dày các lớp đất và tính chất từng lớp đất.

Trong thực tế xây dựng hiện nay móng công trình được chia làm 2 loại chính là móng nông và móng sâu.

6.1.3.1. Móng nông

Móng nông (trên nền thiên nhiên hoặc nhân tạo) thường được sử dụng cho các công trình có tải trọng lên móng không lớn (áp dụng cho các công trình thấp hơn 7-8 tầng) xây dựng trên các nền đất có các lớp đất tốt đủ dày nằm phía trên.

Móng nông có những loại cơ bản sau đây:

- + Móng đơn dưới cột hoặc tường kết hợp với hệ giằng móng.
- + Móng băng (thường bố trí giao nhau) dưới cột hoặc dưới tường.
- + Móng bè (có sườn hoặc không có sườn).

Lựa chọn móng nông trên nền đất yếu thường phải kết hợp với việc xử lý nền.

6.1.3.2. Móng sâu

Móng sâu thường được sử dụng cho các công trình có tải trọng lên móng lớn (thông thường nhà cao hơn 8 tầng) hoặc công trình chịu tải trọng ngang lớn và lớp đất tốt nằm

dưới sâu. Móng sâu được sử dụng chủ yếu là móng cọc. Phụ thuộc vào vật liệu, cọc có thể là cọc gỗ, cọc thép, cọc bê tông cốt thép (BTCT),...

Phụ thuộc vào công nghệ thi công, cọc bê tông cốt thép có thể được chia ra loại cọc đúc sẵn (đóng, ép) và cọc đổ tại chỗ (cọc khoan nhồi).

6.1.3.3. Cọc ép

Nếu dùng móng cọc ép (ép trước khi đào đất) có thể cho cọc đặt vào lớp đất 6, việc hạ cọc sẽ gặp khó khăn khi cần xuyên vào lớp 2,3,4,5 có chiều sâu lớn, có thể phải khoan dẫn

Ưu điểm: là 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. Xác định được sức chịu tải của cọc ép qua lực ép cuối cùng.

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 qui mô công trình sẽ gặp không ít khó khăn

6.1.3.4. Cọc khoan nhồi

Nếu dùng móng cọc khoan nhồi, có thể đặt cọc lên lớp cát thô lẫn cuội sỏi 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.

Ưu điểm : Có thể tạo ra những cọc có đường kính lớn, do đó sức chịu tải của cọc khá cao. Do cách thi công, mặt bên của cọc nhồi thường sần sùi, do đó ma sát giữa đất và cọc nói chung có trị số lớn hơn so với các loại cọc khác. Tốn ít cốt thép vì không phải vận chuyển cọc. Khi thi công không gây ra những chấn động làm nguy hại đến các công trình lân cận. Nếu dùng cọc nhồi thì điều kiện mở rộng chân cọc tương đối dễ dàng hơn.

Nhược điểm : Khó kiểm tra chất lượng cọc. Thiết bị thi công tương đối phức tạp. Công trường dễ bị bẩn trong quá trình thi công.

Kết luận: Công trình có 14 tầng nổi, có nhịp khung lớn nhất 17m, tải trọng ngang và đứng truyền xuống chân cột tương đối lớn, địa chất khu vực xây dựng công trình yếu nên giải pháp móng hợp lý, đảm bảo về mặt kỹ thuật cũng như hiệu quả kinh tế là giải pháp móng cọc khoan nhồi.

6.2. Đánh giá các chỉ tiêu vật lí của nền đất

56.2.1. Các giả thuyết tính toán

Việc tính toán móng dựa trên tiêu chuẩn **TCVN 10304:2014** – Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế.

Tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên chịu khi chiều sâu chôn đài đảm bảo chiều sâu chôn đài tối thiểu, do đó cọc bê tông cốt thép chỉ chịu nén hoặc kéo.

Đài cọc được xem là tuyệt đối cứng khi truyền xuống cọc.

Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền trực tiếp xuống cọc chứ không truyền qua các lớp đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với đài cọc.

Khi kiểm tra cường độ của đất nền và tính lún cho móng cọc thì ta xem móng cọc và phần đất xung quanh cọc như một khối móng quy ước. Vì vậy việc tính toán móng khối quy ước của móng cọc được tính toán như móng nông trên nền đất tự nhiên (bỏ qua ma sát của khối móng quy ước, nên mô men tính toán tại đáy khối móng được lấy gần bằng với giá trị mô men tại đáy đài cộng với giá trị mô men của tải trọng ngang gây ra.

6.2.2. Xác định tải trọng truyền xuống móng

- Nội lực tính toán tại chân cột gồm :
 - + N : lực dọc theo trục oz
 - + M_x^{tt} : mô men uốn quanh trục ox.
 - + M_y^{tt} : mô men uốn quanh trục oy.
 - + Q_x^{tt} : lực ngang theo trục ox.
 - + Q_y^{tt} : lực ngang theo trục oy.
- Theo kinh nghiệm, ta thường dùng các cặp tổ hợp nội lực sau đây để thiết kế móng cọc :

$$+ \text{ Cặp nội lực 1: Lực dọc lớn nhất: } \begin{cases} N_{max}^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 &+ \text{ Cặp nội lực 2 và 3: Mômen lớn nhất: } \left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_{x\max}^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{array} \right. \text{ hoặc } \left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_{y\max}^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{array} \right. \\
 &+ \text{ Cặp nội lực 4 và 5: Lực ngang lớn nhất: } \left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_{x\max}^{tt} \\ Q_y^{tt} \end{array} \right. \text{ hoặc } \left\{ \begin{array}{l} N^{tt} \\ M_x^{tt} \\ M_y^{tt} \\ Q_x^{tt} \\ Q_{y\max}^{tt} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Trong tính toán móng cọc, ta thường chọn cặp tổ hợp 1 (lực dọc lớn nhất) để tính toán và thiết kế móng cọc, sau đó lấy các cặp nội lực còn lại để kiểm tra.

6.2.2.1. Tải trọng tính toán

Tải trọng tính toán được dùng để tính toán theo trạng thái giới hạn I.

Bảng 6. 2 Tổ hợp nội lực tính toán tại chân cột

Tên cột	Tổ hợp	N^{tt}	M_x^{tt}	M_y^{tt}	Q_y^{tt}	Q_x^{tt}
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
M1	TH8-(N_{\max})	7451,3	-261,54	275,54	256,79	133,57
M2	TH9-(N_{\max})	6380	254,84	61,7	-259,4	54,4

6.2.2.2. Tải trọng tiêu chuẩn

Tải trọng tiêu chuẩn được dùng để tính toán theo trạng thái giới hạn II , được xác định bằng cách lấy tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải $n=1.15$

Bảng 6. 3 Tổ hợp nội lực tiêu chuẩn tại chân cột

Tên cột	Tổ hợp	N^{tt}	M_x^{tt}	M_y^{tt}	Q_x^{tt}	Q_y^{tt}
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
M1	TH8-(N_{\max})	6479,4	-227,4	239,6	223,29	116,15
M2	TH9-(N_{\max})	5547,8	221,6	53,65	-225,56	47,3

6.3. Thiết kế móng M1

6.3.1. Chọn vật liệu

Bê tông cọc B30 có : $R_b = 17 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,15 \text{ MPa}$

Cốt thép chịu lực dầm CB400V : $R_s = 350\text{MPa}$; $R_{sw} = 280\text{ MPa}$

Cốt đai dầm CB240T : $R_s = 210\text{ MPa}$; $R_{sw} = 170\text{ MPa}$

6.3.2. Chọn sơ bộ kích thước tiết diện cọc

Cọc khoan nhồi chọn kích thước cọc sơ bộ D800, cốt thép $\Phi 18$ phù hợp với khả năng thi công cọc khoan nhồi ở nước ta có:

$$A_c = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times (0.8)^2}{4} = 0.5026 \text{ (m}^2\text{)}$$

Chiều dài cọc: Dựa trên cơ sở tải trọng truyền xuống móng và điều kiện đất nền, với yêu cầu mũi cọc phải đặt trong lớp đất chịu lực tốt nên ta cho mũi cọc cắm vào lớp đất 6.

Chiều dài cọc tính toán như sau: $L_{\text{cọc}} = L_1 + L_2 + L_{\text{tt}} + L_{\text{mũi}}$

Trong đó:

L_1 - chiều dài đoạn cọc bị đập bỏ , lấy thép ngàm vào đài.

Chọn $L_1 = 25 \Phi = 25.18 = 450\text{ mm} = 0,45\text{ (m)}$

L_2 - chiều dài đoạn cọc nối vào đài, chọn $L_2 = 0,15\text{ (m)}$.

L_{tt} – chiều dài tính toán của cọc,tính từ mép đài đến cao trình chôn cọc.

$L_{\text{tt}} = 34\text{ (m)}$

$L_{\text{mũi}}$ - chiều dày đoạn lớp bê tông bảo vệ đầu cọc. Chọn 5 (cm)

$$\Rightarrow L_{\text{cọc}} = 0,45 + 0,15 + 34 + 0,05 = 34,65\text{ (m)}$$

Cốt thép dọc chịu lực chọn $12\phi 18$ có $A_s = 30,54\text{ cm}^2$.

$$\mu_{\min} = 0,4\% < \mu = \frac{A_s}{F_{\text{cọc}}} = \frac{30,54}{5026} \times 100\% = 0,6\%$$

6.3.3. Chọn kích thước đài

Khoảng cách giữa 2 trục tim cọc bố trí theo phương cạnh dài là $\geq 2,5D$ với D được chọn là 0,8m nên $3D = 2,4\text{(m)}$. Chọn 2,4 (m).

Khoảng cách từ tim cọc nằm ngoài cùng đến mép đài được chọn với điều kiện lớn hơn hoặc bằng $0,7D = 0,7.0,8 = 0,56\text{(m)}$. Chọn 0,65 (m).

Kích thước cạnh dài a của đài cọc được chọn là: $a = 0,65.2 + 2,4 = 3,7\text{(m)}$.

Vậy kích thước đài cọc được giả thiết là $a \times b = 3,7 \times 3,7$ (m x m).

6.3.4. Chọn chiều sâu chôn đài

Sử dụng tải trọng tính toán của tổ hợp bổ sung để tính toán: $Q_{\max} = 256,79$ (kN)

Chọn giả thiết lớp đất 1 là lớp đất đặt đáy đài cọc ta có $\gamma = 18,95$ (kN/m³) là dung trọng của lớp đất thứ nhất và $\varphi = 32^{\circ}22'$ là góc nội ma sát trong của đất.

Chiều sâu đặt đáy đài cọc được lựa chọn thỏa mãn giả thiết thứ nhất: toàn bộ tải trọng ngang tác dụng lên móng cọc do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

Vì vậy, áp lực ngang của đất tác dụng lên đài cọc (áp lực bị động) cân bằng với tải trọng ngang tác dụng lên đỉnh đài. Điều kiện $h \geq 0,7 h_{\min}$.

Ta có $\Sigma H = Q^{tt} = 256,79$ (kN)

$$h_{\min} = tg(45 - \varphi/2) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \Sigma H}{\gamma \cdot b}} = tg(45 - 32,22/2) \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 256,79}{18,95 \cdot 3,7}} = 1,49 \text{ (m)}$$

$0,7 h_{\min} = 1,043$ (m), chọn $h = 1,5$ (m)

6.3.5. Sức chịu tải của cọc khoan nhồi

6.3.5.1. Sức chịu tải theo vật liệu

Sức chịu tải cực hạn của cọc được xác định theo công thức:

$$R_{cu,vl} = \varphi(m_1 \cdot m_2 \cdot A_b R_b + A_s R_s)$$

Trong đó:

φ : là hệ số uốn dọc của cọc, với móng cọc đài thấp, cọc xuyên qua các lớp đất khác nhau, lấy $\varphi = 1$

m_1 – hệ số điều kiện làm việc, đối với cọc nhồi bê tông qua ống dịch chuyển thẳng đứng $m_1 = 0,85$.

m_2 – Hệ số điều kiện làm việc kể đến ảnh hưởng của phương pháp thi công cọc. $m_2 = 0,9$

A_b : diện tích tiết diện cọc. $A_b = 0,502 - 3,05 \times 10^{-3} = 0,498$ (m²)

R_b : cường độ chịu nén tính toán của bê tông cọc.

A_s : diện tích cốt thép trong cọc: $A_s = 3053,62$ (mm²)

R_s : cường độ chịu nén của cốt thép.

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu trong giai đoạn làm việc:

$$R_{cu,vl} = \varphi(A_b R_b + A_s R_s) = 1(0,85.0,9.0,498 \times 17000 + 3,05 \times 10^{-3} \times 350000) \\ = 7544 (kN)$$

6.3.5.2. Sức chịu tải theo đất nền

Theo mục 7.2.2.1 TCVN 10304 - 2014, sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền được xác định như sau:

$$R_{c,u(dn)} = \gamma_c \times [\gamma_{cq} \times q_p \times A_b + u \times \sum(\gamma_{cf} \times f_i \times l_i)]$$

Trong đó:

γ_c Là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, lấy bằng 1

γ_{cq} Là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc, lấy bằng 1

γ_{cf} Là hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc (tra bảng 5 TCVN 10304 - 2014), lấy bằng 0.8

q_p Là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, tra Bảng 7 TCVN 10304:2014 được $q_p = 3695(kN/m^2)$

A_b Là diện tích tiết diện ngang mũi cọc $A_b = 0.502(m^2)$

u Là chu vi tiết diện ngang thân cọc $u_c = \pi \times d = \pi \times 0.8 = 2.513(m)$

f_i là cường độ sức kháng trên thân cọc của lớp đất thứ i (tra và kết hợp nội suy bảng 3 TCVN 10304 – 2014)

l_i Là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ i , theo quy phạm $l_i \leq 2m$

Đất nền được chia thành các lớp nhỏ đồng chất không dày quá 2m

Bảng 6. 4 Sức chịu tải của cọc theo đất nền

Lớp đất	Lớp phân tổ	Loại đất	I _L	l _i	z	γ _{cf}	f _i	γ _{cf} *f _i *l _i
				(m)	m		(kN/m ²)	
1	1	Cát	Chặt vừa	2	3.5	0.8	50.43	80.688
	2	Cát		2	5.5	0.8	57	91.2
	3	Cát		2	7.5	0.8	61	97.6
	4	Cát		2	9.5	0.8	64	102.4
2	5	Cát	Cát bụi	2	11.5	0.8	35.15	56.24
	6	Cát		2	13.5	0.8	36.75	58.8
	7	Cát		2	15.5	0.8	38.3	61.28
3	7	Sét	0.6	2	17.5	0.8	20	32
	8	Sét	0.6	2	19.5	0.8	20	32
	9	Sét	0.6	2	21.5	0.8	20	32
	10	Sét	0.6	2	23.5	0.8	20	32
	11	Sét	0.6	0.3	24.65	0.8	20	4.8
4	12	Á cát		1.7	25.65	0.8	61.62	83.8032
5	13	Cát		2	27.5	0.8	89.4	143.04
	14	Cát		2	29.5	0.8	92.2	147.52
	15	Cát		2	31.5	0.8	95	152
	16	Cát		2	33.5	0.8	97.85	156.56
	17	Cát		0.8	34.9	0.8	99.85	63.904
TỔNG								1427.835

Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý:

$$R_{c,u(CL)} = \gamma_c \times [\gamma_{cq} \times q_p \times A_b + u \times \sum(\gamma_{cf} \times f_i \times l_i)]$$

$$= 1 \times [1 \times 3695 \times 0,502 + 2,513 \times 1427,84] = 5443,05 \text{ (kN)}$$

-Vậy sức chịu tải cho phép của cọc theo chỉ tiêu cơ lý đất nền là:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,u}}{\gamma_k} = \frac{5443,05}{1,75} = 3110 \text{ (kN)}$$

6.3.5.3. Sức chịu tải thiết kế của cọc

Sức chịu tải của cọc theo cường độ vật liệu: $R_{(vl)} = 7544 \text{ (kN)}$

Sức chịu tải của cọc theo đất nền: $R_{c,d} = 3110 \text{ (kN)}$

$$\rightarrow P_{(TK)} = \min (R_{(vl)}; R_{c,d}) = 3110 \text{ (kN)}$$

6.3.6. Bố trí và xác định kích thước đài cọc

Số lượng cọc trong đài được xác định theo công thức sau: $n = \beta \times \frac{\sum N^{tt}}{R_{tk}}$

+ $\sum N^{tt}$: Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài

+ $i, \sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d \cdot \square$

Với: F_d là diện tích sơ bộ đáy đài: $F_d = 3,7 \cdot 3,7 = 13,69 \text{ (m}^2\text{)}$

γ_{tb} là dung trọng trung bình giữa vật liệu làm móng và đất nền

$$\gamma_{tb} = (20 - 22) \text{ kN/m}^3, \text{ lấy } \gamma_{tb} = 20 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

h là chiều sâu chôn đài, $h = 1,5 \text{ m}$

$$\sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d \cdot h = 7451,3 + 1,1 \cdot 20 \cdot 13,69 \cdot 1,5 = 7903,1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ β : hệ số xét đến do moment, chọn $\beta = 1,4$

Bảng 6. 5 Tính số lượng cọc cho móng M1

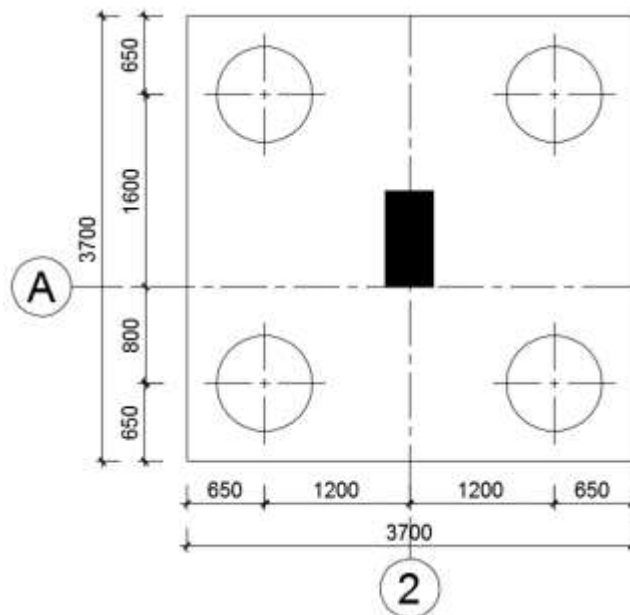
Móng	N^{tt}_{max}	R_{tk}	β	n_c	$n_{c, \text{chọn}}$
	<i>(kN)</i>	<i>(kN)</i>		<i>(cọc)</i>	<i>(cọc)</i>
M1	7903,1	3110	1.4	3,3	4

Bố trí cọc trong đài

Khoảng cách từ tim cọc góc và biên đến mép ngoài đài: 0.65 (m)

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X: $3d = 2.4 \text{ (m)} \rightarrow L = 3.7 \text{ (m)}$

Khoảng cách giữa các cột theo phương Y: $3d = 2.4 \text{ (m)} \rightarrow b = 3.7 \text{ (m)}$



Hình 6. 1 Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M1

6.3.7. Kiểm tra phản lực đầu cọc

- Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} N_{j_{max}} \leq P_{(TK)} \\ N_{j_{min}} \end{cases}$$

- Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1.5m$.

- Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{bt}F_d h_d = 1,1 \times 25 \times (3,7 \times 3,7) \times 1,5 = 564,7 \text{ kN}$$

Với:

+ F_d (m^2): diện tích đài móng

+ $\gamma_{bt} = 25(kN/m^3)$: trọng lượng riêng của bê tông

- Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài).

- Tổng lực dọc và tổng mômen gây ra ở cao độ đáy đài cọc:

$$+ \sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 7451,3 + 564,7 = 8016 \text{ kN}$$

$$+ \sum M_x^{tt} = M_x^{tt} + Q_y^{tt} \times h_d = 261,54 + 256,8 \times 1,5 = 646,74 \text{ kN.m}$$

$$+ \sum M_y^{tt} = M_y^{tt} + Q_x^{tt} \times h_d = 275,54 + 133,57 \times 1,5 = 475,895 \text{ kN.m}$$

- Tải trọng tác dụng lên cọc:
$$N_j = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$N_{i,\max} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$
$$= \frac{8016}{4} + \frac{646,74 \cdot 1,2}{5,76} + \frac{475,895 \cdot 1,2}{5,76} = 2234,1 \text{ kN}$$

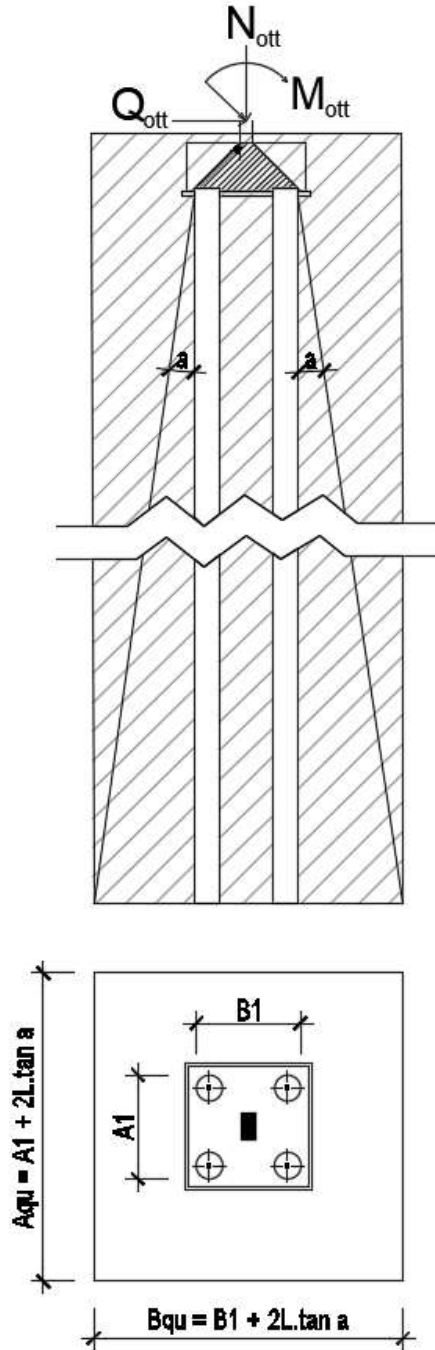
$$N_{i,\min} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\min}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\min}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$
$$= \frac{8016}{4} + \frac{646,74 \cdot (-1,2)}{5,76} + \frac{475,895 \cdot (-1,2)}{5,76} = 1773,9 \text{ kN}$$

- Trong đó:
- + N: lực dọc truyền xuống cọc.
- + n: số lượng cọc trong móng.
- + x_i, y_i : tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài.
- + M_x, M_y : là momen uốn, tương ứng với trục trọng tâm chính x,y mặt bằng cọc tại cao trình đáy đài.

$$\diamond \text{ Kiểm tra điều kiện : } \begin{cases} N_{j\max} = 2234,1 \text{ kN} < P_{(TK)} = 3110 \text{ kN} \\ N_{j\min} = 1773,9 \text{ kN} \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

6.3.8. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới đáy mũi cọc

6.3.8.1. Áp lực dưới đáy khối móng quy ước



Hình 6. 2 Sơ đồ móng khối quy ước M1

Góc ma sát trung bình của các lớp đất bao quanh cọc:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{L_{TB}} = \frac{961,4}{34,65} = 28^0$$

Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến cạnh đứng của móng khối qui ước:

$$L' = l_c \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 34,65 \times \tan \frac{28}{4} = 4,25(m)$$

Chiều dài móng khối qui ước:

$$L_{qu} = b + 2L' = 3,2 + 2 \times 4,25 = 11,7(m)$$

Chiều rộng móng khối qui ước:

$$B_{qu} = b' + 2L' = 3,2 + 2 \times 4,25 = 11,7(m)$$

Chiều cao khối móng quy ước

$$H_{qu} = L_c + \square = 34,65 + 1,5 = 36,15(m)$$

Diện tích móng khối qui ước:

$$A_{qu} = B_{qu} \cdot L_{qu} = 11,7 \times 11,7 = 136,89(m^2)$$

Khối lượng đất trong móng khối qui ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum \gamma_i \square_i = 136,89 \times 332,8 = 45557(kN)$$

Với $\sum \gamma_i \square_i = \gamma_1 \square_1 + \gamma_2 \square_2 + \gamma_3 \square_3 + \gamma_4 \square_4 + \gamma_5 \square_5$

$$\begin{aligned} &= 9,91 \times 10,5 + 9,36 \times 6 + 8,05 \times 8,3 + 9,04 \times 1,7 + 10,27 \times 8,8 \\ &= 332,8 (kN/m^2) \end{aligned}$$

Khối lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:

$$\begin{aligned} Q_{dc} &= nA_p \sum \gamma_i \square_i + \gamma V_{dai} = 4 \times 0,502 \times 332,8 + 18,95 \times 3,7 \times 3,7 \times 1,5 \\ &= 1057,4 (kN) \end{aligned}$$

Khối lượng cọc và đài cọc:

$$\begin{aligned} Q_c &= nA_p \gamma_{bt} l_c + W_d = 4 \times 0,502 \times 25 \times 34,65 + 25 \times 3,7 \times 3,7 \times 1,5 \\ &= 2252,8 (kN) \end{aligned}$$

Tổng khối lượng móng khối qui ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 45557 + 2252,8 - 1057,4 = 46752,4(kN)$$

$$+ \sum N_{qu}^{tc} = N_{tc} + Q_{qu} = 6479,4 + 46752,4 = 53232kN$$

$$+ \sum M_{xqu}^{tc} = M_x^{tc} + h_{qu} Q_y^{tc} = 227,4 + 36,15 \times 116,15 = 4426,2 kNm$$

$$+ \sum M_{yqu}^{tc} = M_y^{tc} + h_{qu} Q_x^{tc} = 239,6 + 36,15 \times (223,29) = 8311,5 kNm$$

- Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$+ W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{11,7 \times 11,7^2}{6} = 266,9 \text{ m}^3$$

$$+ W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{11,7 \times 11,7^2}{6} = 266,9 \text{ m}^3$$

+ Ứng suất đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 436,59 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 341,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{53232}{136,89} = 388,9 \text{ kN/m}^2$$

6.3.8.2. Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng khối quy ước

Theo mục 4.6.9 TCVN 9362 – 2012, áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng được tính :

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma + B \times H_{qu} \times \gamma' + D \times c)$$

Trong đó:

m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền , lấy bằng 1.2

m_2 là hệ số đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của nhà , lấy bằng 1

k_{tc} là hệ số độ tin cậy , lấy bằng 1

A , B và D là các hệ số không thứ nguyên (lấy theo bảng 14 TCVN 9362 – 2012) phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong

Ta có: Góc ma sát trong của đất dưới đáy móng khối qui ước $\varphi = 40^\circ \Rightarrow$

$$A = 2,46 ; B = 10,84 ; D = 11,73$$

γ là trọng lượng thể tích đất tại đáy móng khối quy ước , $\gamma = 10,27 (\text{kN/m}^3)$

γ' là trị trung bình của trọng lượng thể tích đất nằm phía trên mũi cọc

$$\begin{aligned} \Rightarrow \gamma' &= \frac{\sum \gamma_i \square_i}{\sum \square_i} = \frac{9,91 \times 10,5 + 9,36 \times 6 + 8,05 \times 8,3 + 9,04 \times 1,7 + 10,27 \times 8,8}{10,5 + 6 + 8,3 + 1,7 + 8,8} \\ &= 9,4 (\text{kN/m}^3) \end{aligned}$$

c : là lực dính của đất dưới mũi cọc, $c = 0 (\text{kN/m}^2)$

Vậy sức chịu tải của đất nền dưới khối móng qui ước là:

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma + B \times H_{qu} \times \gamma' + D \times c)$$

$$= \frac{1.2 \times 1}{1} \times (2,46 \times 8,04 \times 10,27 + 10,84 \times 36,15 \times 9,4 + 11,25 \times 0)$$

$$= 46634 \text{ (kN)}$$

❖ **Kiểm tra ứng suất tại đáy móng khối quy ước:**

$$\begin{cases} \sigma_{tb}^{tc} = 388,9 \text{ (kN/m}^2) \leq R_{qu}^{II} = 46634 \text{ (kN/m}^2) \\ \sigma_{max}^{tc} = 436,59 \text{ (kN/m}^2) \leq 1.2 \times R_{qu}^{II} = 1.2 \times 46634 = 55960,8 \text{ (kN/m}^2) \\ \sigma_{min}^{tc} = 314,15 \text{ (kN/m}^2) \geq 0 \end{cases}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện ổn định đất nền dưới đáy khối móng quy ước.

⇒ Biến dạng của nền đất dưới móng khối quy ước là biến dạng ổn định.

6.3.9. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước

- Ứng suất do trọng lượng bản thân đất tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i \times h_i = \gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2 + \gamma_3 \times h_3 + \gamma_4 \times h_4 + \gamma_5 \times h_5 \text{ (kN/m}^2)$$

$$\sigma_{bt} = 9,91 \times 10,5 + 9,36 \times 6 + 8,05 \times 8,3 + 9,04 \times 1,7 + 10,27 \times 8,8 = 332,8 \text{ (kN/m}^2)$$

- Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{gl}^{z=0} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 388,9 - 332,8 = 56,1 \text{ kN/m}^2$$

- Ứng suất gây lún ở đáy móng khối qui ước :

$$\sigma_{gl}^{zi} = k_0 \times \sigma_{gl}^{z=0}$$

- k_0 phụ thuộc vào $\frac{z}{B_{qu}}$; $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{11,4}{11,4} = 1$, tra bảng 2.15 tài liệu “Phân tích và tính toán

Móng cọc”, PGS. TS. Võ Phán

$$\sigma_{bt}^i = \sigma_{bt} + z_i \times \gamma$$

- Điều kiện tính lún trong phạm vi nền: $\sigma_{bt}^i \geq 5\sigma_{zi}^{gl}$
- Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng $\square_i \rightarrow$
- Độ lún của móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$s_i = \sum_i^n \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma_{gl}^{zi} \times \square_i$$

+ β : Hệ số không thứ nguyên lấy bằng 0.8

+ E_i : mô đun biến dạng của lớp đất thứ i.

Ta có: $\sigma_{bt}^0 = 395,6 (kN/m^2) \geq 5. \sigma_{gt}^0 = 5.56,1 = 280,5(kN/m^2)$

Vậy thỏa độ lún tuyệt đối cho phép.

6.3.10. Tính toán đài cọc

6.3.10.1. Kiểm tra điều kiện phá hoại trên mặt phẳng nghiêng

Kiểm tra điều kiện chọc thủng: có $b = 3,7 (m) < b_k + 2.h_0 = 1,6 + 2.1,45 = 4,5(m)$

⇒ Kiểm tra theo công thức sau:

$$P_{np} \leq \frac{b_k + b}{2} . h_0 . k . R_k$$

- b : Cạnh đáy đài song song với b_k
- b_k : Cạnh của tiết diện cột song song với mép của lăng thể chọc thủng.
- P_{np} : tổng nội lực tại các đỉnh cọc nằm giữa mép đài và lăng thể chọc thủng.

$$P_{np} = P_{max} + P_{min} = 2234,1 + 1773,9 = 4008 (kN)$$

- R_k : sức chịu kéo tính toán của bê tông $R_k = 1,15 (Mpa)$.
- k : hệ số phụ thuộc tỷ số c/h_0 (tra bảng 3.27 sách “Nền và móng” trang 150).
với $c = 0,6 m$ là khoảng cách từ mép cột đến mép hàng cọc đang xét.

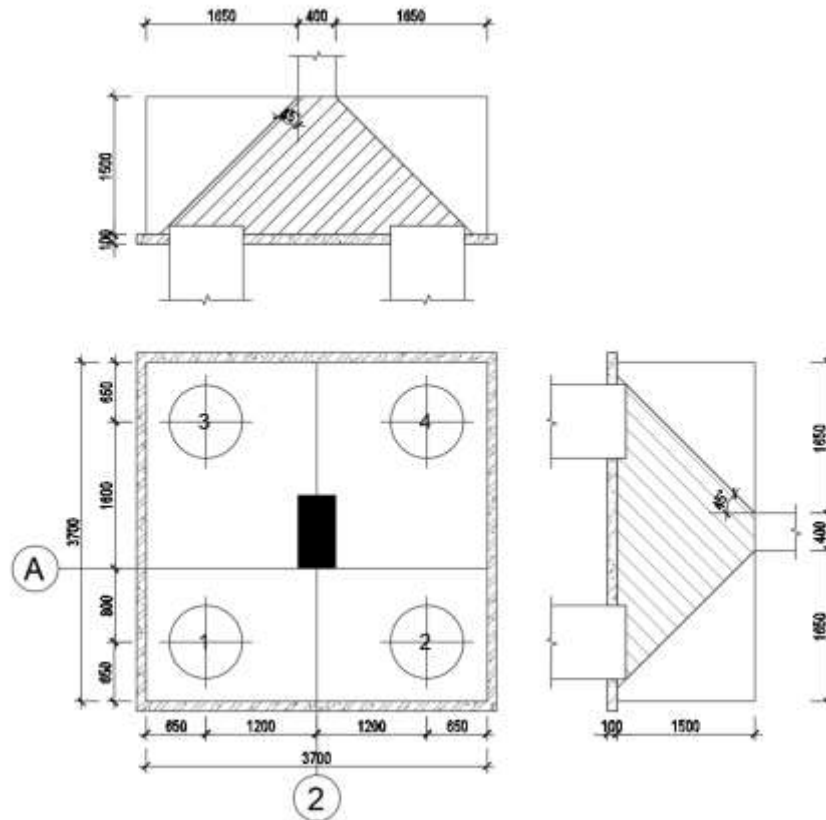
$$c/h_0 = 0,4 \text{ tra bảng } k = 1,14$$

Ta có : $4008 (kN) < \frac{1,6+3,7}{2} . 1,45 . 1,14 . 1150 = 5037,5 (kN)$ (thỏa)

6.3.10.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng

Theo điều kiện này người ta cho rằng 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 45^0 so với phương thẳng đứng.

Vẽ tháp chọc thủng thì lăng thể chọc thủng trùm qua tất cả các cọc. Như vậy đài cọc không bị đâm thủng tự do theo góc $\varphi = 45^0$ mà bị đâm thủng hạn chế theo góc $\alpha < 45^0$.



Hình 6. 3 Tháp chọc thủng đài cọc M1

6.3.11. Tính toán cốt thép đài cọc

Đài cọc được tính toán như cấu kiện chịu uốn , xem đài là bản công xôn có một đầu ngàm vào mép cột và đầu kia tự do, với giả thuyết đài móng tuyệt đối cứng.

Ngoại lực tác dụng lên đài là phản lực đầu cọc trong phạm vi của dầm công xôn.

Xác định mômen trong đài:

$$\text{Mômen tính cho cả hai phương : } M = \sum N_j L_i$$

Trong đó :

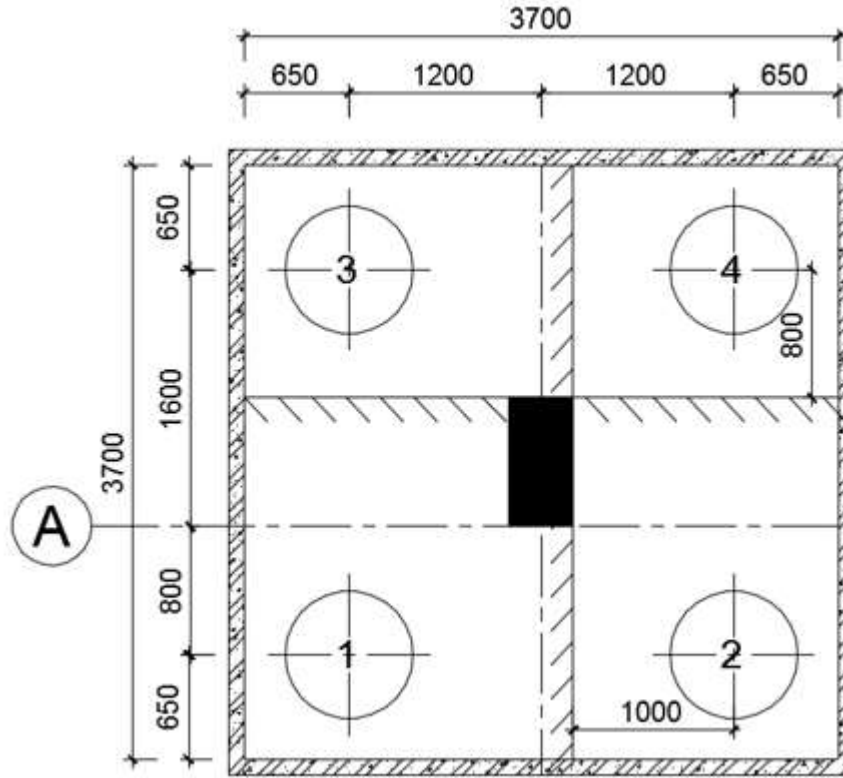
M : Mômen trong đài tại mép cột

N_j : Phản lực đầu cọc thứ i tác dụng lên bản công xôn

L_i : Khoảng cách từ lực đến mép ngàm của bản công xôn

Dùng giá trị phản lực của các cọc 2,4 để tính toán cốt thép theo phương X.

Dùng giá trị phản lực của các cọc 3,4 để tính toán cốt thép theo phương Y.



Hình 6. 4 Sơ đồ tính thép móng M1

6.3.11.1. Tính toán cốt thép theo phương trục X

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 370 \times 150 \text{ cm}$

Chọn: $a = 15 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h_{\bar{n}} - a = 150 - 15 = 135 \text{ cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm I-I:

$$M_x = x_2 P_2 + x_4 P_4 = 1 \times 2234,1 + 1 \times 2234,1 = 4468,2 (\text{kN.m})$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{I-I}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{4468,2 \times 100}{0,9 \times 1,15 \times 370 \times 135^2} = 0,064$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,064}) = 0,96$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M_{I-I}}{\gamma_b \times R_s \times \xi \times h_0} = \frac{4468,2 \times 100}{0,9 \times 35 \times 0,96 \times 135} = 109,45 (\text{cm}^2)$$

\Rightarrow Chọn 30 Φ 22a150 có $A_s^{\text{ch}} = 114,03 \text{ cm}^2$

6.3.11.2. Tính toán cốt thép theo phương trục Y

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 370 \times 150 \text{ cm}$

Chọn: $a = 15 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h_{\bar{n}} - a = 150 - 15 = 135 \text{ cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm II-II:

$$M_y = y_3.P_3 + y_4.P_4 = 0,8 \times 1773,9 + 0,8 \times 2234,1 = 2606,64 \text{ (kN.m)}$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{II-II}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2606,64 \times 100}{0,9 \times 1,05 \times 370 \times 135^2} = 0,041$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,98$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M_{II-II}}{\gamma_b \times R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{2606,64 \times 100}{0,9 \times 35 \times 0,98 \times 135} = 62,55 \text{ (cm}^2\text{)}$$

\Rightarrow Chọn 20 Φ 22a200 có $A_s^{\text{ch}} = 76,02 \text{ cm}^2$

6.4. Thiết kế móng M2

6.4.1. Bố trí và xác định kích thước đài cọc

Số lượng cọc trong đài được xác định theo công thức sau: $n = \beta \times \frac{\sum N^{tt}}{R_{tk}}$

+ $\sum N^{tt}$: Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài, $\sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d$. □

Với: F_d là diện tích sơ bộ đáy đài: $F_d = 3,7.6,1 = 22,57 \text{ (m}^2\text{)}$

γ_{tb} là dung trọng trung bình giữa vật liệu làm móng và đất nền

$$\gamma_{tb} = (20 - 22) \text{ kN/m}^3, \text{ lấy } \gamma_{tb} = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

h là chiều sâu chôn đài, $h = 1,5 \text{ m}$

$$\sum N^{tt} = N^{tt} + n \cdot \gamma_{tb} \cdot F_d \cdot h = 6380 + 1,1.20.22,57.1,5 = 7124,81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ β : hệ số xét đến do moment, chọn $\beta = 1,4$

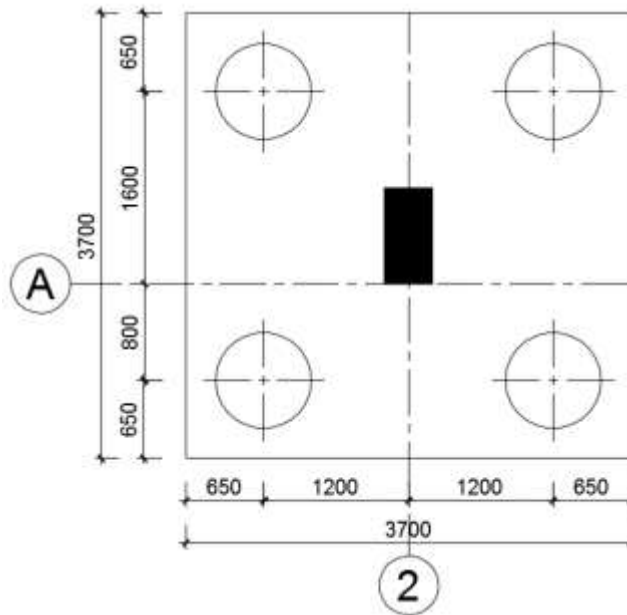
Bảng 6. 6 Tính số lượng cọc

Móng	N_{tt}^{max}	R_{tk}	β	n_c	$n_{c, chọn}$
	(kN)	(kN)		(cọc)	(cọc)
M2	7124,81	3110	1,4	3,2	4

Khoảng cách từ tim cọc góc và biên đến mép ngoài đài: 0.65(m)

Khoảng cách giữa các cọc theo phương X: $3d = 2,4(m) \rightarrow L = 3,7(m)$

Khoảng cách giữa các cọc theo phương Y: $3d = 2,4(m) \rightarrow b = 3,7(m)$



Hình 6. 5 Mặt bằng bố trí cọc khoan nhồi móng M2

6.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc

- Điều kiện kiểm tra:
$$\begin{cases} N_{j_{max}} \leq P_{(TK)} \\ N_{j_{min}} \end{cases}$$

- Chiều cao đài được giả thiết ban đầu $h_d = 1.5m$.

- Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_d = n\gamma_{bt}F_d h_d = 1,1 \times 25 \times (3,7 \times 3,7) \times 1,5 = 564,7 \text{ kN}$$

Với:

+ F_d (m²) : diện tích đài móng

+ $\gamma_{bt} = 25$ (kN/m³) : trọng lượng riêng của bê tông

- Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài).

- Tổng lực dọc và tổng mômen gây ra ở cao độ đáy đài cọc:

$$+ \sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 6380 + 564,7 = 6944,7 \text{ kN}$$

$$+ \sum M_x^{tt} = M_x^{tt} + Q_y^{tt} \times h_d = 254,82 + 259,4 \times 1,5 = 643,92 \text{ kN.m}$$

$$+ \sum M_y^{tt} = M_y^{tt} + Q_x^{tt} \times h_d = 61,7 + 54,4 \times 1,5 = 143,3 \text{ kN.m}$$

- Tải trọng tác dụng lên cọc : $N_j = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$

$$N_{i,\max} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$= \frac{6944,7}{4} + \frac{643,92 \cdot 1,2}{5,76} + \frac{143,3 \cdot 1,2}{5,76} = 1900,2 \text{ kN}$$

$$N_{i,\min} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\min}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\min}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

$$= \frac{7311}{4} + \frac{643,92 \cdot (-1,2)}{5,76} + \frac{143,3 \cdot (-1,2)}{5,76} = 1572,2 \text{ kN}$$

Trong đó:

+ N: lực dọc truyền xuống cọc.

+ n: số lượng cọc trong móng.

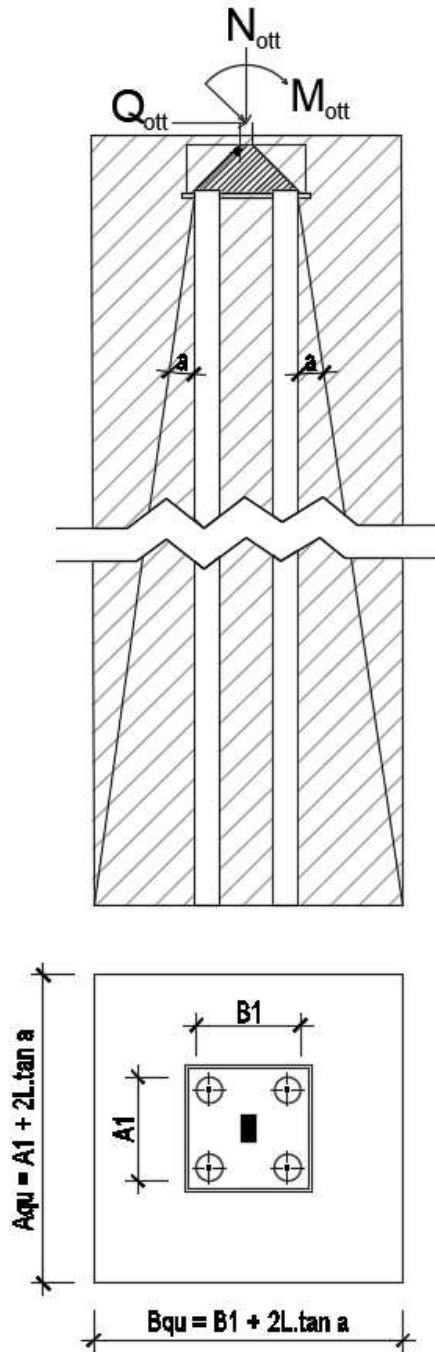
+ x_i, y_i : tọa độ tìm cọc thứ i tại cao trình đáy đài.

+ M_x, M_y : là momen uốn, tương ứng với trục trọng tâm chính x,y mặt bằng cọc tại cao trình đáy đài.

$$\diamond \text{ Kiểm tra điều kiện : } \begin{cases} N_{j\max} = 1900,2 \text{ kN} < P_{(TK)} = 3110 \text{ kN} \\ N_{j\min} = 1572,2 \text{ kN} \geq 0 \end{cases} \quad (\text{Thỏa})$$

6.4.3. Kiểm tra điều kiện đất nền dưới mũi cọc

6.4.3.1. Áp lực dưới đáy khối móng quy ước



Hình 6. 6 Sơ đồ móng khối quy ước M2

Góc ma sát trung bình của các lớp đất bao quanh cọc:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{L_{TB}} = \frac{961,4}{34,65} = 28^0$$

Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến cạnh đứng của móng khối qui ước:

$$L' = l_c \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 34,65 \times \tan \frac{28}{4} = 4,25(m)$$

Chiều dài móng khối qui ước:

$$L_{qu} = b + 2L' = 3,2 + 2 \times 4,25 = 11,7(m)$$

Chiều rộng móng khối qui ước:

$$B_{qu} = b' + 2L' = 3,2 + 2 \times 4,25 = 11,7(m)$$

Chiều cao khối móng quy ước

$$H_{qu} = L_c + h = 34,65 + 1,5 = 36,15(m)$$

Diện tích móng khối qui ước:

$$A_{qu} = B_{qu} \cdot L_{qu} = 11,7 \times 11,7 = 136,89(m^2)$$

Khối lượng đất trong móng khối qui ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum \gamma_i h_i = 136,89 \times 332,8 = 45557(kN)$$

$$\begin{aligned} \text{Với } \sum \gamma_i h_i &= \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5 + \\ &= 9,91 \times 10,5 + 9,36 \times 6 + 8,05 \times 8,3 + 9,04 \times 1,7 + 10,27 \times 8,8 \\ &= 332,8 (kN/m^2) \end{aligned}$$

Khối lượng đất bị cọc và đài chiếm chỗ:

$$\begin{aligned} Q_{dc} &= nA_p \sum \gamma_i h_i + \gamma V_{dai} = 4 \times 0,502 \times 395,6 + 18,95 \times 3,7 \times 3,7 \times 1,5 \\ &= 1183,5 (kN) \end{aligned}$$

Khối lượng cọc và đài cọc:

$$\begin{aligned} Q_c &= nA_p \gamma_{bt} l_c + W_d = 4 \times 0,502 \times 25 \times 34,65 + 25 \times 3,7 \times 3,7 \times 1,5 \\ &= 2252,8 (kN) \end{aligned}$$

Tổng khối lượng móng khối qui ước:

$$\begin{aligned} Q_{qu} &= Q_d + Q_c - Q_{dc} = 45557 + 2252,8 - 1183,5 = 46626,3(kN) \\ + \sum N_{qu}^{tc} &= N_{tc} + Q_{qu} = 5547,8 + 46626,3 = 52174,1 kN \\ + \sum M_{xqu}^{tc} &= M_x^{tc} + h_{qu} Q_y^{tc} = 221,6 + 36,15 \times 225,56 = 8375,6 kNm \\ + \sum M_{yqu}^{tc} &= M_y^{tc} + h_{qu} Q_x^{tc} = 53,65 + 36,15 \times 47,3 = 1763,54 kNm \\ - \text{Momen chống uốn của móng khối quy ước:} \end{aligned}$$

$$+ W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{11,7 \times 11,7^2}{6} = 266,9 \text{ m}^3$$

$$+ W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{11,7 \times 11,7^2}{6} = 266,9 \text{ m}^3$$

+ Ứng suất đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 419,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{xqu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{yqu}^{tc}}{W_y} = 343,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{\sum N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{52174,1}{136,89} = 381,13 \text{ kN/m}^2$$

6.4.3.2. Cường độ tiêu chuẩn của đất nền tại đáy móng khối quy ước

Theo mục 4.6.9 TCVN 9362 – 2012, áp lực trung bình tác dụng lên nền ở dưới đáy móng được tính :

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma + B \times H_{qu} \times \gamma' + D \times c)$$

Trong đó:

m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền , lấy bằng 1.2

m_2 là hệ số đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số giữa chiều dài của nhà , lấy bằng 1

k_{tc} là hệ số độ tin cậy , lấy bằng 1

A , B và D là các hệ số không thứ nguyên (lấy theo bảng 14 TCVN 9362 – 2012) phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong

Ta có: Góc ma sát trong của đất dưới đáy móng khối qui ước $\varphi = 40^\circ \Rightarrow$

$$A = 2,46 ; B = 10,84 ; D = 11,73$$

γ là trọng lượng thể tích đất tại đáy móng khối quy ước , $\gamma = 11,4(\text{kN/m}^3)$

γ' là trị trung bình của trọng lượng thể tích đất nằm phía trên mũi cọc

$$\begin{aligned} \gamma' &= \frac{\sum \gamma_i \square_i}{\sum \square_i} = \frac{9,91 \times 10,5 + 9,36 \times 6 + 8,05 \times 8,3 + 9,04 \times 1,7 + 10,27 \times 8,8}{10,5 + 6 + 8,3 + 1,7 + 8,8} \\ &= 9,4(\text{kN/m}^3) \end{aligned}$$

c : là lực dính của đất dưới mũi cọc, $c = 0 (\text{kN/m}^2)$

Vậy sức chịu tải của đất nền dưới khối móng quy ước là:

$$\begin{aligned}
 R^{tc} &= \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A \times B_{qu} \times \gamma + B \times H_{qu} \times \gamma' + D \times c) \\
 &= \frac{1.2 \times 1}{1} \times (2,46 \times 8,04 \times 10,27 + 10,84 \times 36,15 \times 9,4 + 11,25 \times 0) \\
 &= 46634 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

❖ **Kiểm tra ứng suất tại đáy móng khối quy ước:**

$$\begin{cases}
 \sigma_{tb}^{tc} = 381,13 \text{ (kN/m}^2) \leq R_{qu}^{II} = 46634 \text{ (kN/m}^2) \\
 \sigma_{max}^{tc} = 419,13 \text{ (kN/m}^2) \leq 1.2 \times R_{qu}^{II} = 1.2 \times 46634 = 55960,8 \text{ (kN/m}^2) \\
 \sigma_{min}^{tc} = 343,15 \text{ (kN/m}^2) \geq 0
 \end{cases}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện ổn định đất nền dưới đáy khối móng quy ước.

⇒ Biến dạng của nền đất dưới móng khối quy ước là biến dạng ổn định.

6.4.4. Kiểm tra độ lún của khối móng quy ước

- Ứng suất do trọng lượng bản thân đất tại đáy móng khối quy ước:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{bt} &= \sum \gamma_i \times h_i = \gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2 + \gamma_3 \times h_3 + \gamma_4 \times h_4 + \gamma_5 \times h_5 \text{ (kN/m}^2) \\
 \sigma_{bt} &= 9,91 \times 10,5 + 9,36 \times 6 + 8,05 \times 8,3 + 9,04 \times 1,7 + 10,27 \times 8,8 = 332,8 \text{ (kN/m}^2)
 \end{aligned}$$

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{gl}^{z=0} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 381,13 - 332,8 = 48,33 \text{ kN/m}^2$$

- Ứng suất gây lún ở đáy móng khối quy ước :

$$\sigma_{gl}^{zi} = k_0 \times \sigma_{gl}^{z=0}$$

- k_0 phụ thuộc vào $\frac{z}{B_{qu}}$; $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{11,4}{11,4} = 1$, tra bảng 2.15 tài liệu “Phân tích và tính toán

Móng cọc”, PGS. TS. Võ Phán

$$\sigma_{bt}^i = \sigma_{bt} + z_i \times \gamma$$

- Điều kiện tính lún trong phạm vi nền: $\sigma_{bt}^i \geq 5\sigma_{zi}^{gl}$

- Chia đất nền dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp bằng nhau và bằng $\square_i \rightarrow$

- Độ lún của móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$s_i = \sum_i^n \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma_{gl}^{zi} \times \square_i$$

+ β : Hệ số không thứ nguyên lấy bằng 0.8

+ E_i : mô đun biến dạng của lớp đất thứ i.

Ta có: $\sigma_{bt}^0 = 332,8 (kN/m^2) \geq 5 \cdot \sigma_{gt}^0 = 5 \cdot 48,33 = 241,65 (kN/m^2)$

Vậy thỏa độ lún tuyệt đối cho phép.

6.4.5. Tính toán đài cọc

6.4.5.1. Kiểm tra điều kiện phá hoại trên mặt phẳng nghiêng

Kiểm tra điều kiện chọc thủng: có $b = 6,1(m) < b_k + 2 \cdot h_0 = 3,2 + 2 \cdot 1,45 = 6,1(m)$

⇒ Kiểm tra theo công thức sau:

$$P_{np} \leq \frac{b_k + b}{2} \cdot \alpha_0 \cdot k \cdot R_k$$

- b : Cạnh đáy đài song song với b_k
- b_k : Cạnh của tiết diện cột song song với mép của lăng thể chọc thủng.
- P_{np} : tổng nội lực tại các đỉnh cọc nằm giữa mép đài và lăng thể chọc thủng.

$$P_{np} = P_{max} + P_{min} = 1322,9 + 1114,1 = 2437 (kN)$$

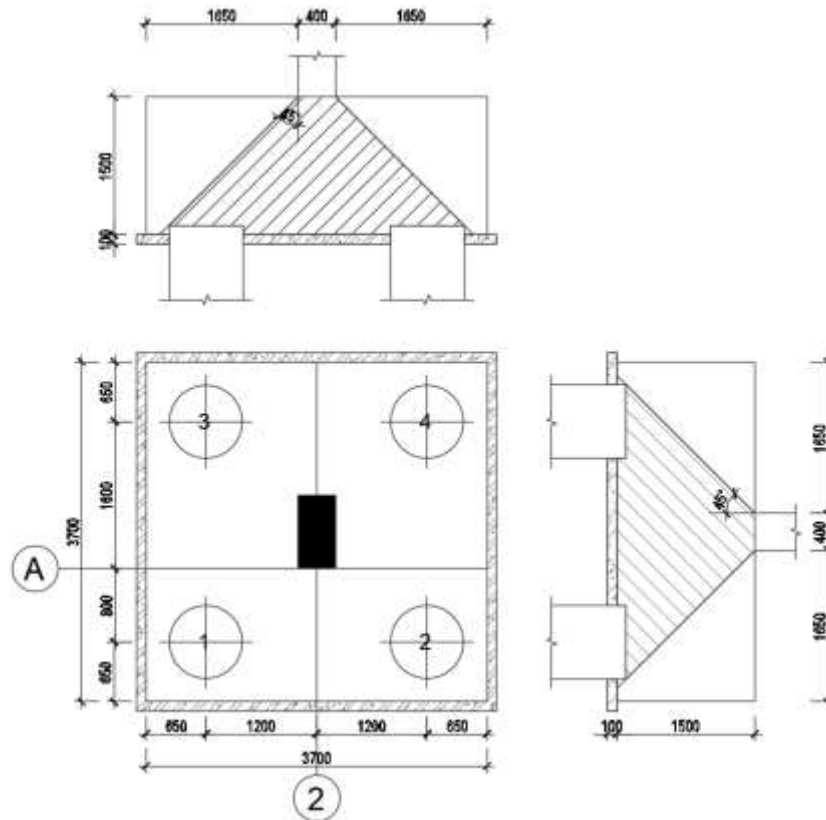
- R_k : sức chịu kéo tính toán của bê tông $R_k = 1,15 (Mpa)$.
- k : hệ số phụ thuộc tỷ số c/h_0 (tra bảng 3.27 sách “Nền và móng” trang 150). với $c = 0,5m$ là khoảng cách từ mép cột đến mép hàng cọc đang xét.
 $c/h_0 = 0,344$ tra bảng $k = 1,2$

Ta có : $2437 (kN) < \frac{3,2+6,1}{2} \cdot 1,45 \cdot 1,2 \cdot 1150 = 9304,65 (kN)$ (thỏa)

6.4.5.2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng

Theo điều kiện này người ta cho rằng 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 45^0 so với phương thẳng đứng.

Vẽ tháp chọc thủng thì lăng thể chọc thủng trùm qua tất cả các cọc. Như vậy đài cọc không bị đâm thủng tự do theo góc $\varphi = 45^0$ mà bị đâm thủng hạn chế theo góc $\alpha < 45^0$.



Hình 6. 7 Tháp chọc thủng đài trên mặt phẳng nghiêng móng M2

6.4.6. Tính toán cốt thép đài cọc

Đài cọc được tính toán như cấu kiện chịu uốn , xem đài là bản công xôn có một đầu ngàm vào mép cột và đầu kia tự do, với giả thuyết đài móng tuyệt đối cứng.

Ngoại lực tác dụng lên đài là phản lực đầu cọc trong phạm vi của dầm công xôn.

Xác định mômen trong đài:

$$\text{Mômen tính cho cả hai phương : } M = \sum N_j L_i$$

Trong đó :

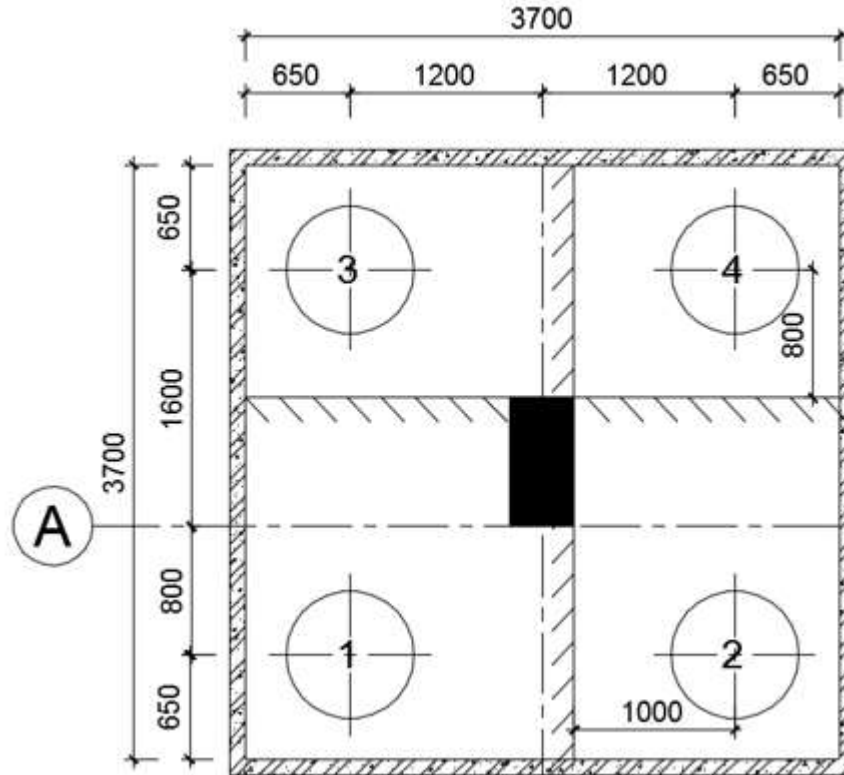
M : Mômen trong đài tại mép cột

N_j : Phản lực đầu cọc thứ i tác dụng lên bản công xôn

L_i : Khoảng cách từ lực đến mép ngàm của bản công xôn

Dùng giá trị phản lực của các cọc 2,4 để tính toán cốt thép theo phương X.

Dùng giá trị phản lực của các cọc 3,4 để tính toán cốt thép theo phương Y.



Hình 6. 8 Sơ đồ tính thép móng M2

6.4.6.1. Tính toán thép dài cọc theo phương X

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 370 \times 150 \text{ cm}$

Chọn: $a = 15 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h_{\bar{n}} - a = 150 - 15 = 135 \text{ cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm I-I:

$$M_x = x_2 P_2 + x_4 P_4 = 1 \times 1900,2 + 1 \times 1572,2 = 3472,4 (\text{kN.m})$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{I-I}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{3472,4 \times 100}{0,9 \times 1,15 \times 370 \times 135^2} = 0,049$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,97$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M_{I-I}}{\gamma_b \times R_s \times \xi \times h_0} = \frac{3472,4 \times 100}{0,9 \times 35 \times 0,97 \times 135} = 84,2 (\text{cm}^2)$$

\Rightarrow Chọn 24 Φ 22a150 có $A_s^{\text{ch}} = 91,224 \text{ cm}^2$

6.4.6.2. Tính toán cốt thép theo phương Y

Tiết diện xét tính là tiết diện chữ nhật: $b \times h = 370 \times 150 \text{ cm}$

Chọn: $a = 15 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h_{\bar{n}} - a = 150 - 15 = 135 \text{ cm}$.

Mômen tương ứng với mặt ngàm II-II:

$$M_y = y_3.P_3 + y_4.P_4 = 0,8 \times 1572,2 + 0,8 \times 1900,2 = 2777,92 \text{ (kN.m)}$$

Tính các hệ số

$$\alpha_m = \frac{M_{II-II}}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{2777,92 \times 100}{0,9 \times 1,15 \times 370 \times 135^2} = 0,04$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,98$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M_{II-II}}{\gamma_b \times R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{2777,92 \times 100}{0,9 \times 35 \times 0,98 \times 135} = 66,65 \text{ (cm}^2\text{)}$$

\Rightarrow Chọn 20 Φ 22a180 có $A_s^{\text{ch}} = 76,02 \text{ cm}^2$

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



GVHD: TS. ĐOÀN THỤY KIM PHƯƠNG

SVTH: ĐOÀN VĂN THIỆN

LỚP: 20THXD2

MSSV: 111200091

Xác nhận của GVHD:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

CHƯƠNG 7: ỨNG DỤNG PHẦN MỀM REVIT ĐỂ MÔ PHỎNG KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

7.1. Giới thiệu phần mềm

7.1.1. Giới thiệu sơ lược về phần mềm

Revit là phần mềm chuyên dụng cho BIM được hãng Autodesk nghiên cứu và phát triển. Đây là một công cụ mạnh mẽ cho phép bạn sử dụng các mô hình thông minh để hoạch định kế hoạch, thiết kế và xây dựng, quản lý tòa nhà và cơ sở hạ tầng. Revit hỗ trợ quá trình thiết kế đa chiều cho việc hợp tác cùng thiết kế. Revit bao gồm 3 sản phẩm cốt lõi: Revit Architecture (kiến trúc), Revit Structure (kết cấu) và Revit MEP (đường ống, nước, điện). Là một trong những phần mềm hỗ trợ thiết kế xây dựng thông dụng và hiện đại nhất hiện nay.

7.1.2. Chức năng của phần mềm

Phần mềm Revit với ba hệ cơ bản là Revit Architecture, Revit Structure và Revit MEP. Các hệ cơ bản này bao gồm các tính năng nhằm hỗ trợ cho thiết kế về kiến trúc, kỹ thuật kết cấu và cơ điện.

Revit Architecture là phần mềm thiết kế kiến trúc mạnh mẽ cho các chuyên gia trong lĩnh vực thiết kế kiến trúc và các chuyên gia xây dựng.

Revit Structure là quy trình công việc từ thép thiết kế sang chế tạo, thiết kế bê tông cốt thép chi tiết,...Làm việc hiệu quả hơn, cải thiện độ chính xác của việc lắp đặt, và tăng cường tính xây dựng bằng cách kết nối thiết kế kết cấu với mô hình chi tiết.

Revit MEP giúp các kỹ sư, nhà thiết kế, quản lý về mảng cơ khí, điện, và hệ thống ống nước đến mức độ chi tiết cao.

7.2. Phương pháp tính toán

Autodesk Revit Structure là quy trình công việc từ thép thiết kế sang chế tạo, thiết kế bê tông cốt thép chi tiết,... Làm việc hiệu quả hơn, cải thiện độ chính xác của việc lắp đặt, và tăng cường tính xây dựng bằng cách kết nối thiết kế kết cấu với mô hình chi tiết.

Mô hình vật lý và phân tích; Tạo ra một mô hình vật lý cho sự phối hợp và lập chứng từ, và một mô hình phân tích kết hợp cho phân tích cấu trúc.

Tài liệu cấu trúc: Tạo một tài liệu cấu trúc chính xác và chi tiết về thiết kế.

Phân tích kết cấu cho Revit: Thực hiện phân tích tĩnh và trọng lực trên đám mây trong khi bạn làm việc trong Revit hoặc chạy phân tích song song. Khám phá và hình dung các kết quả trong Revit.

Chi tiết cốt thép: Tạo thiết kế cốt thép 3D. Sản xuất tài liệu bản vẽ cửa hàng cốt thép với lịch trình thanh lý.

Mô hình hóa kết cấu thép: Kết nối mô hình với mức chi tiết cao hơn bằng cách sử dụng đa dạng tham số trong Revit.

Liên kết hai chiều với phân tích: Tích hợp kết quả phân tích vào quá trình BIM và làm việc trong một quy trình làm việc lặp đi lặp lại.

Liên kết với chế tạo kết cấu: Khả năng tương tác giữa Revit và Advance Steel giúp cung cấp một quy trình làm việc BIM liền mạch từ thiết kế thép sang chế tạo.

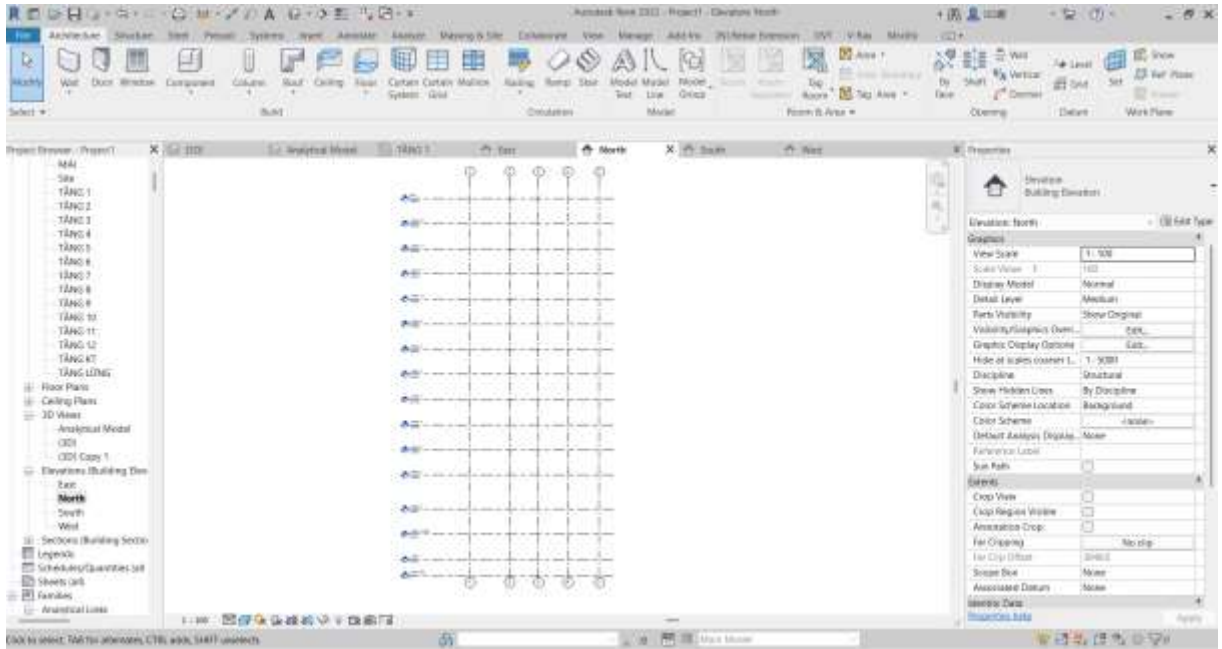
Dynamo cho kỹ thuật kết cấu: Dynamo cung cấp cho các kỹ sư kết cấu công cụ để phát triển hệ thống kết cấu được tối ưu hóa bằng cách sử dụng logic tính toán.

7.3. Các thao tác sử dụng phần mềm

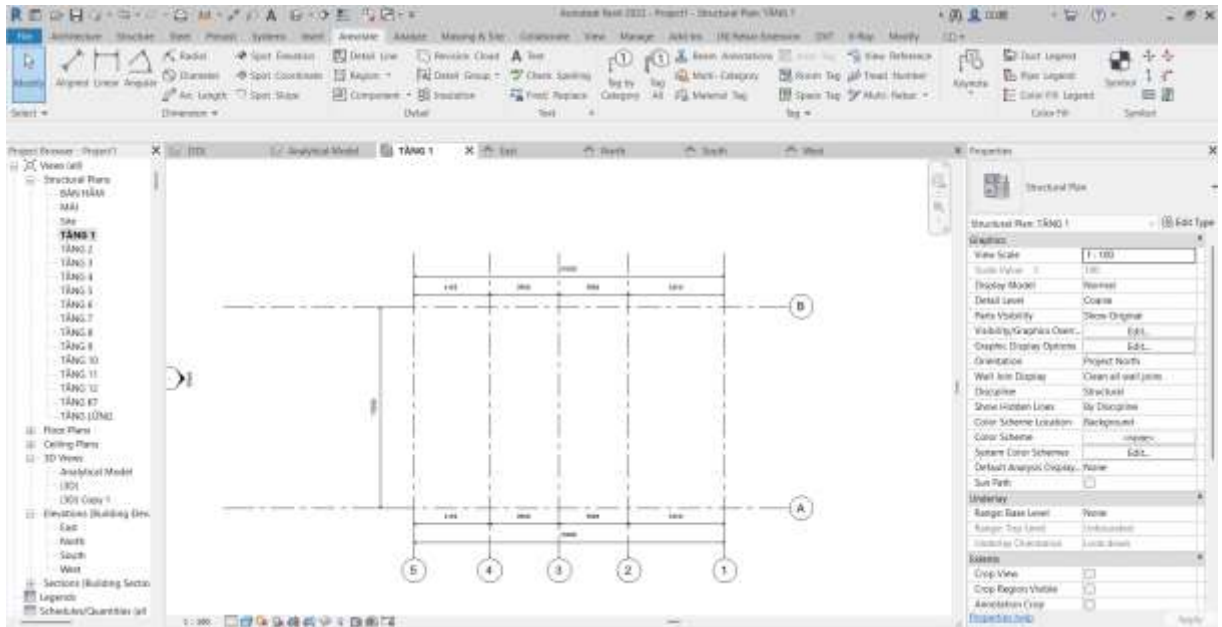
- Bước 1: Tạo hệ lưới (Grid).
- Bước 2: Tạo cao trình (Level).
- Bước 3: Vẽ kết cấu dầm, cột, vách.
- Bước 4: Vẽ kết cấu sàn.
- Bước 5: Vẽ kết cấu móng.
- Bước 6: Vẽ kết cấu thang bộ.
- Bước 7: Vẽ các chi tiết thép cho cấu kiện cột, dầm, sàn, vách, cầu thang, móng...
- Bước 8: Quản lý đối tượng và lập các bảng thông kê.
- Bước 9: Triển khai và xuất bản vẽ kết cấu.

7.4. Ứng dụng phần mềm trong đồ án

Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn RoyalHuy1

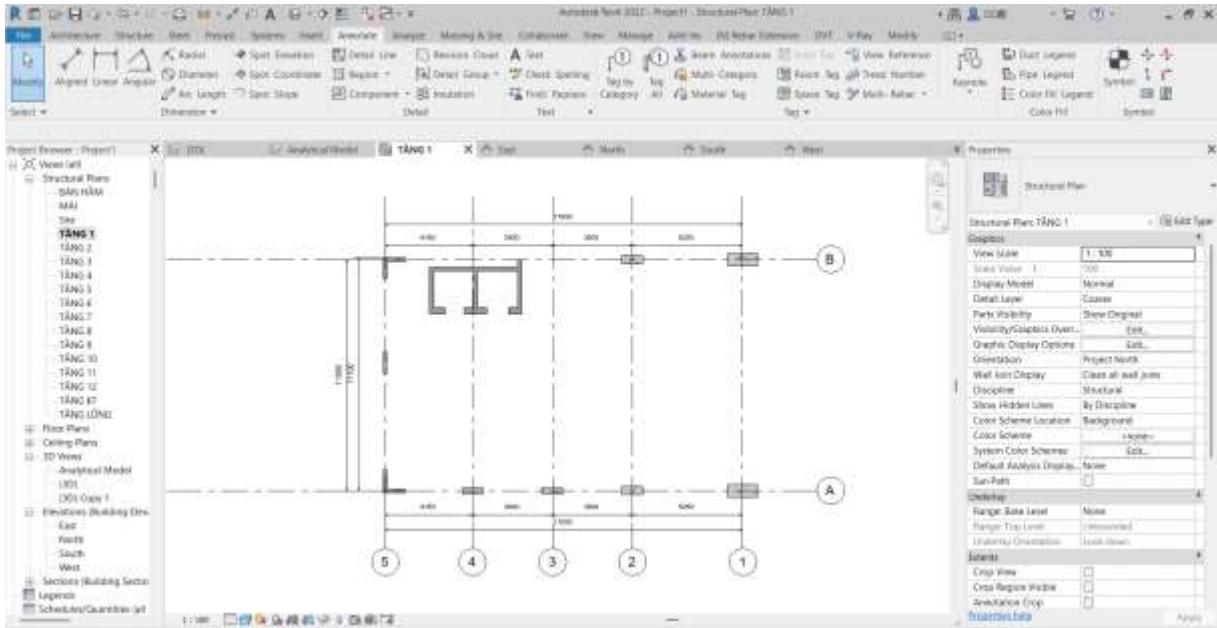


Hình 7. 1 Tạo cao trình

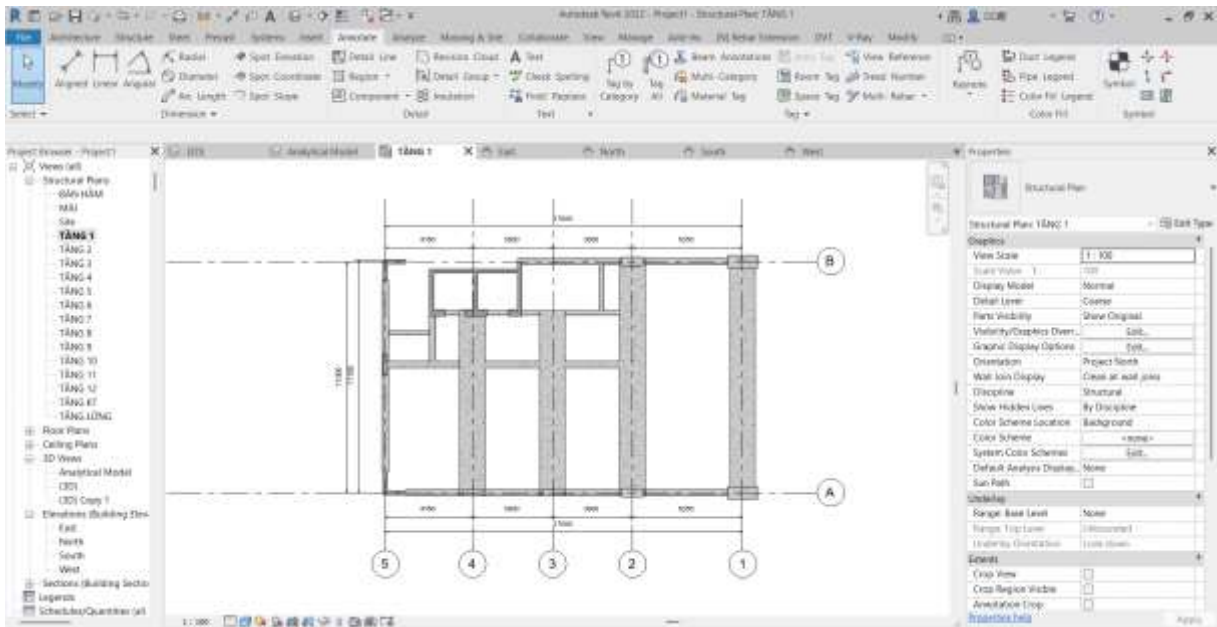


Hình 7. 2 Tạo hệ lưới trục

Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn RoyalHuy1

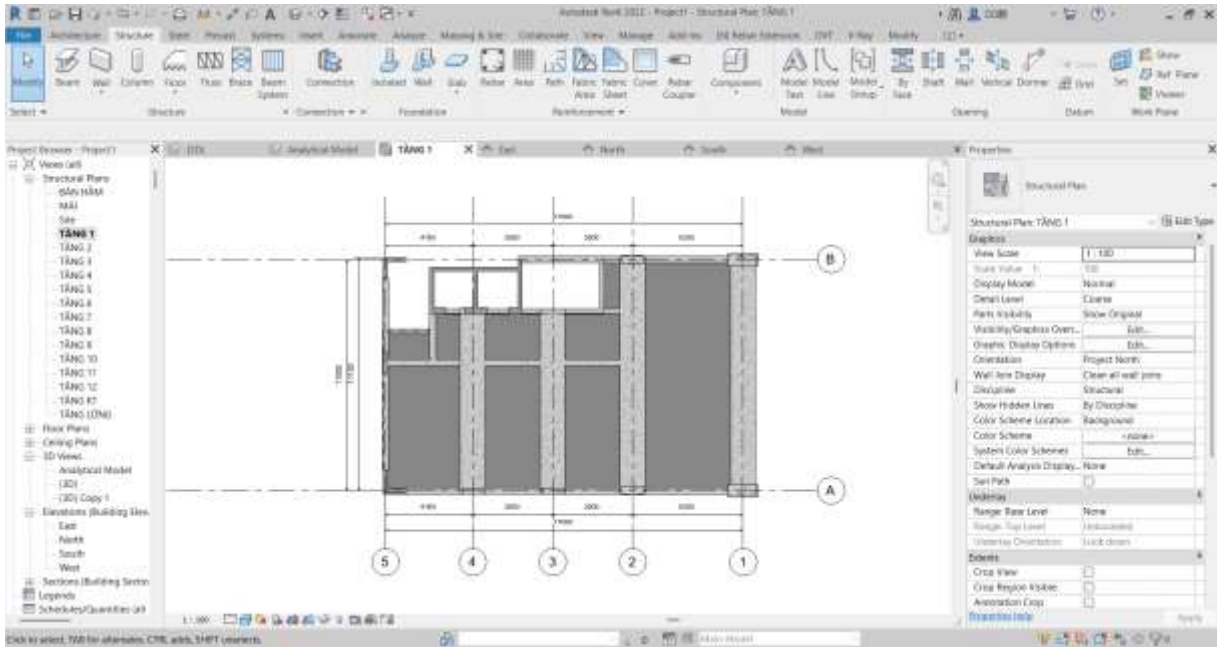


Hình 7.3 Vẽ kết cấu cột

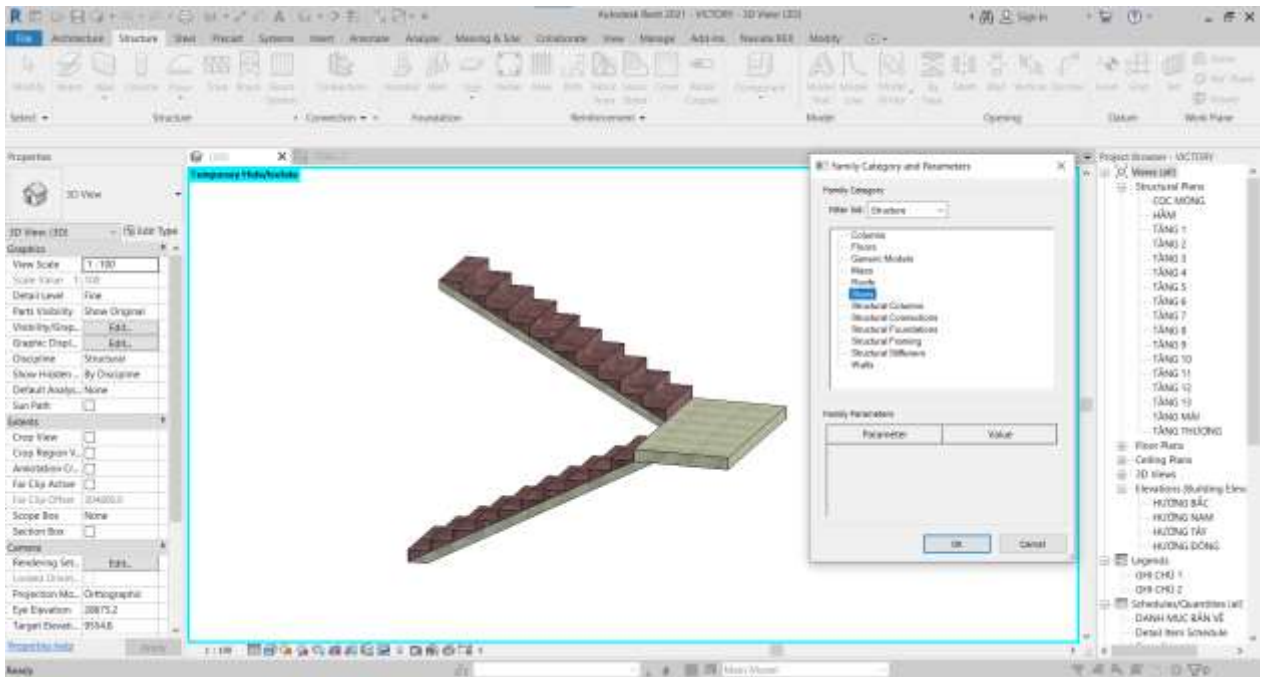


Hình 7.4 Vẽ kết cấu dầm vách

Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn RoyalHuy1

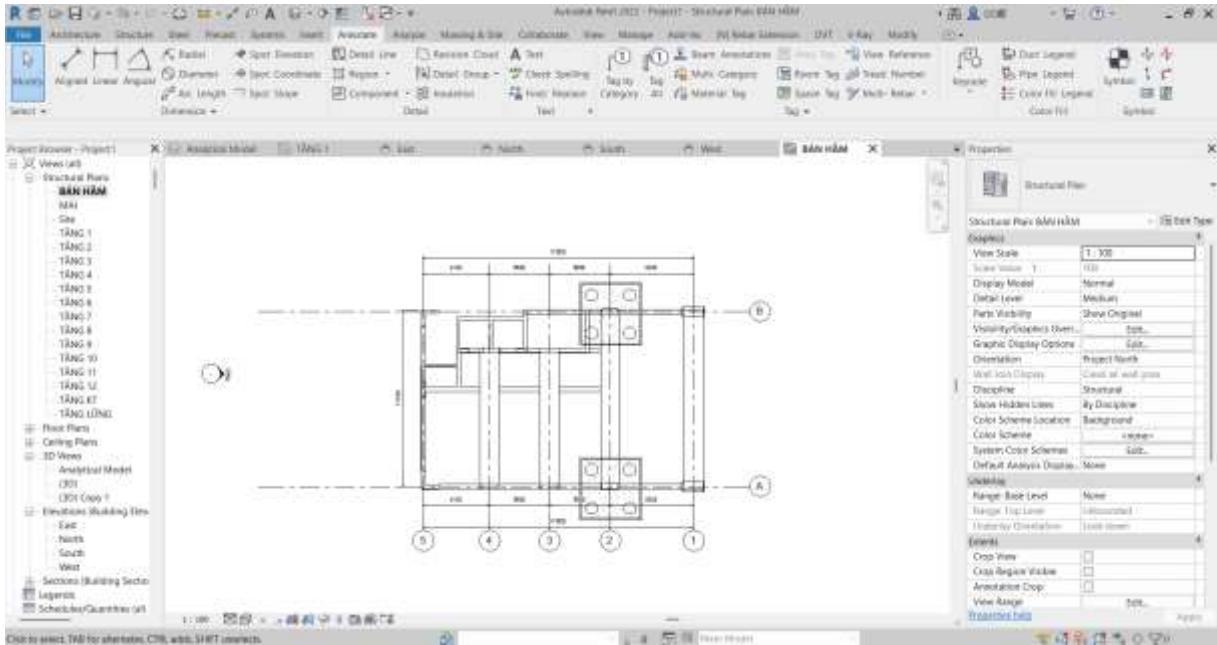


Hình 7. 5 Vẽ kết cấu sàn

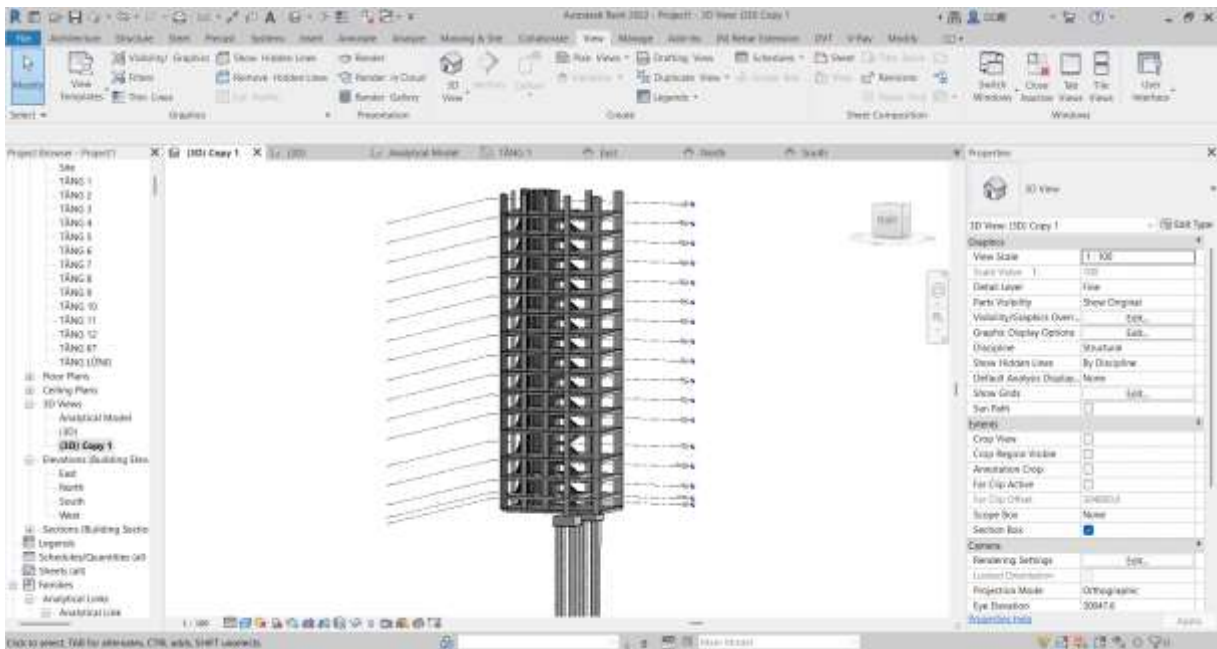


Hình 7. 6 Vẽ kết cấu cầu thang

Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn RoyalHuy1

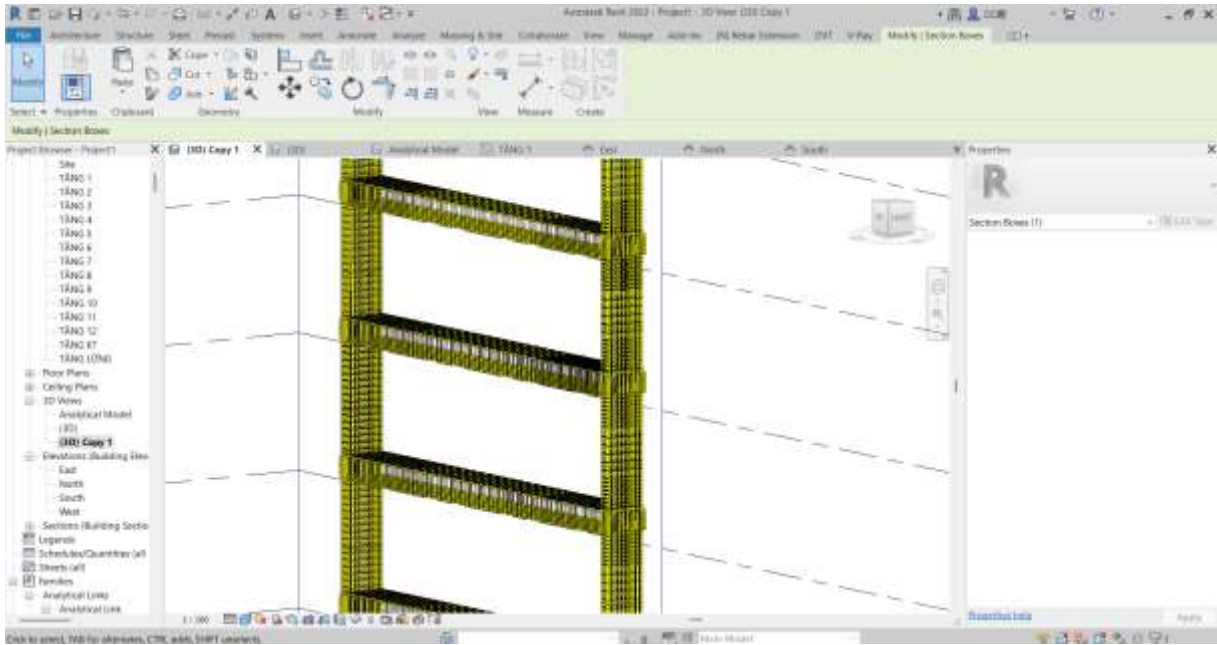


Hình 7. 7 Vẽ kết cấu móng

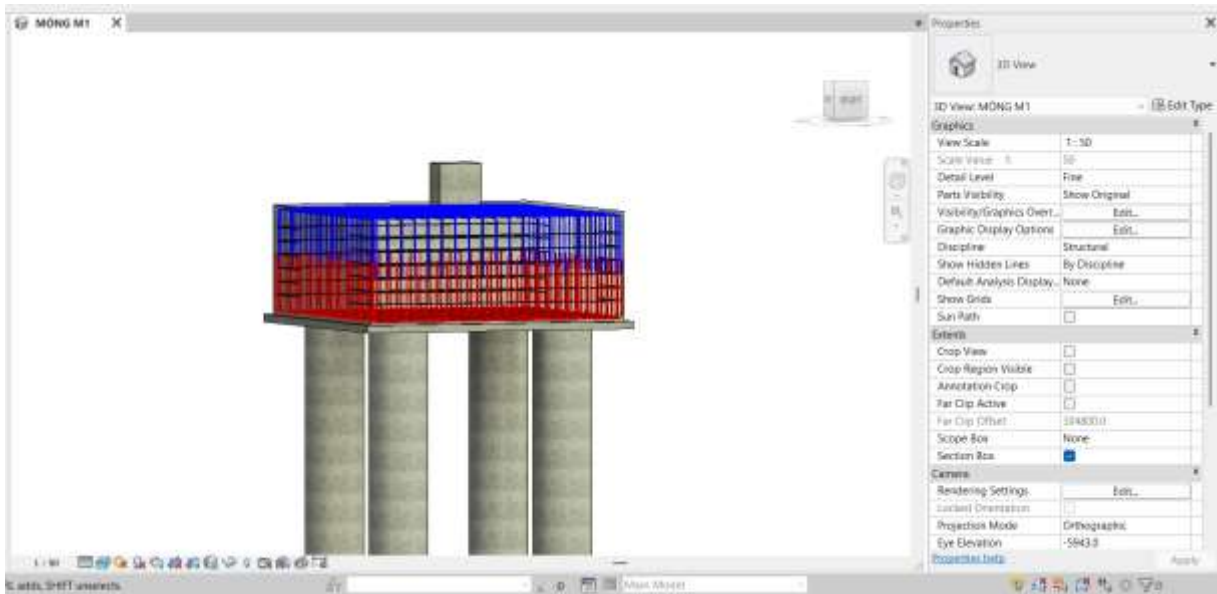


Hình 7. 8 3D tổng thể kết cấu công trình

Thiết kế kết cấu công trình Khách sạn RoyalHuy1



Hình 7. 9 3D bố trí thép khung trục 2



Hình 7. 10 Bố trí thép đài móng

CHƯƠNG 8: LẬP TRÌNH CHƯƠNG TRÌNH TỰ ĐỘNG KIỂM TRA SỐ LƯỢNG VÀ PHÂN LOẠI CẤU KIỆN BẰNG REVIT API

8.1. Mục tiêu và phạm vi nghiên cứu

8.1.1. 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 thể 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 đếm và lọc tiết diện các cấu kiện cơ bản trên Revit” chính là công cụ hỗ trợ việc lọc và đếm tự động các cấu kiện cơ bản như: Beam, Column,... trong mô hình Revit mà không cần sử dụng thủ công, người dùng có thể chọn điểm cần

xem và sử dụng công cụ lọc và đếm đối tượng sẽ giúp người dùng biết tại điểm cần tìm có bao nhiêu cấu kiện với số lượng bao nhiêu, giúp cải thiện thời gian khi xây dựng bản vẽ.

8.1.2. Mục tiêu cần đạt được

- Các vấn đề cần giải quyết:
 - Lọc và đếm ra các đối tượng dầm, cột cần biết trong Revit.
- Giao diện chương trình:
 - Giao diện người dùng cần rõ ràng, dễ sử dụng.
 - Cho phép người dùng chọn vị trí cần biết đối tượng dễ dàng.

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.

8.1.3. Tổng quan về RevitAPI và Add-in for Revit

a) Tổng quan về RevitAPI

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.

b) 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.

8.2. Thiết kế cơ sở dữ liệu

8.2.1. Các khối dữ liệu đầu vào và mối quan hệ

Các khối dữ liệu đầu vào của bài toán bao gồm:

- + Chọn các đối tượng trên Revit.
- + Danh sách Reference (ID các phần tử).
- + Truy xuất từng Element từ Document.
- + Lọc dữ liệu chỉ lấy dầm hoặc cột.
- + Lấy thông tin tiết diện.

8.2.2. Thiết kế cơ sở dữ liệu đầu vào

8.2.3. Các khối dữ liệu đầu ra

- Lọc và đếm theo loại cấu kiện (dầm hoặc cột) theo vị trí cần biết.
- Thống kê được số lượng theo tiết diện cấu kiện.

8.3. Phân tích và thiết kế giải thuật

8.3.1. Thiết kế giải thuật tổng thể của toàn bộ chương trình

- + Bước 1: Lấy UIDocument và Document từ Revit.
- + Bước 2: Người dùng chọn nhiều đối tượng.
- + Bước 3: Tạo dictionary đếm section.
- + Bước 4: Lặp qua từng đối tượng:
 - +Lấy Element từ Reference.
 - +Kiểm tra loại (cột/dầm).

- +Lấy tên tiết diện.
- +Cập nhật vào dictionary.
- + Bước 5: Nếu dictionary rỗng → Hiển thị “không có phần tử”.
- + Bước 6: Nếu có dữ liệu: Ghi từng dòng: "Tên tiết diện: Số lượng".
- + Bước 7: Kết thúc.

8.3.2. Giải thuật chi tiết và 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 dimension cho các đối tượng.

Dữ liệu đầu vào : Reference, Element, Dictionary<string, int> sectionCounts

- + Bước 1: Reference: Dùng tương tác trực tiếp trên Revit bằng cách quét vùng chọn nhiều đối tượng, Tập hợp các phần tử (element) được người dùng chọn trên mô hình Revit.
- + Bước 2: Element : Kiểm tra có phải là dầm hay cột kết cấu không,từ đó lưu thông tin dữ liệu.
- + Bước 3: Dictionary<string, int> sectionCounts : Mục đích lưu thống kê từng loại tiết diện với cấu trúc { Tên tiết diện => Số lượng }.

8.3.3. Giải thuật chi tiết tất cả các modul tính toán

- + Bước 1: Khởi tạo đối tượng tài liệu Revit: UIDocument uidoc = commandData.Application.ActiveUIDocument;
Document doc = uidoc.Document;
 - Lấy tài liệu đang mở và đối tượng UI đang hoạt động, là bước bắt buộc trong mọi plugin Revit API.
- + Bước 2: Yêu cầu người dùng cần chọn đối tượng (dầm hoặc cột):
IList<Reference>pickedRefs=uidoc.Selection.PickObjects(ObjectType.Element, "Quét chọn các dầm/cột trong vùng");
 - Giao diện yêu cầu người dùng quét vùng hoặc chọn nhiều đối tượng thủ công, trả về danh sách các Reference đến các phần tử đã chọn.
- + Bước 3: Khởi tạo cấu trúc dữ liệu thống kê : Dictionary<string, int> sectionCounts=newDictionary<string,int>(StringComparer.OrdinalIgnoreCase);
 - Tạo từ điển(dictionary) để lưu.
- + Bước 4: Duyệt từng phần tử đã chọn : foreach (Reference r in pickedRefs)
{

```
Element e = doc.GetElement(r);
```

```
...
```

```
}
```

- Với mỗi phần tử, truy xuất đối tượng Element từ Reference.

+ Bước 5: Kiểm tra loại phần tử : `if (e.Category != null && e.Category.Id.IntegerValue==(int)BuiltInCategory.OST_StructuralColumns)`

- Chỉ xử lý nếu là phần tử dầm hoặc cột.

+ Bước 6: Lấy tên tiết diện (Section Name) : Đảm bảo tên tiết diện có ý nghĩa và dễ phân loại.

+ Bước 7: Thống kê số lượng theo tiết diện:

```
if (sectionCounts.ContainsKey(sectionName))
```

```
    sectionCounts[sectionName]++;
```

```
else
```

```
    sectionCounts[sectionName] = 1;
```

- Nếu tiết diện đã có : tăng số lượng.
- Nếu tiết diện chưa có : thêm mới vào dictionary.

+ Bước 8: Thống kê số lượng theo tiết diện :

```
if (sectionCounts.Count == 0)
```

```
{
```

```
    TaskDialog.Show("Kết quả", "Không tìm thấy dầm/cột nào trong vùng  
được chọn.");
```

```
}
```

```
else
```

```
{
```

```
    StringBuilder sb = new StringBuilder();
```

```
    sb.AppendLine("Đếm số lượng dầm/cột theo tiết diện:");
```

```
    foreach (var kvp in sectionCounts)
```

```
    {
```

```
        sb.AppendLine($" {kvp.Key}: {kvp.Value} dầm/cột");
```

```
    }
```

```
TaskDialog.Show("Kết quả", sb.ToString());  
}
```

- Nếu không có phần tử hợp lệ: thông báo lỗi
 - Nếu có: hiển thị bảng đếm theo tiết diện
- + Bước 9: Trả về kết quả cho Revit: return Result.Succeeded;
- Hiển thị kết quả.

8.3.4. Giải thuật kết xuất và biểu diễn kết quả

Vì đây là công cụ trực tiếp làm thay đổi mô hình Revit nên khi hoàn thành công cụ tạo dimension, các dimension sẽ hiện lên trên màn hình, cũng như xóa các dimension có trong dự án sau khi hoàn thành công cụ xóa dimension.

8.4. Lựa chọn ngôn ngữ và lập trình

8.4.1. 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 thăng 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 thế 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 thành ngôn ngữ đa năng.

8.4.2. Code của tất cả các modul

❖ Code trích xuất đối tượng dầm trong dự án:

```
using System;
using System.Collections.Generic;
using System.Text;
using Autodesk.Revit.Attributes;
using Autodesk.Revit.DB;
using Autodesk.Revit.UI;
using Autodesk.Revit.UI.Selection;

namespace vThien
{
    [Transaction(TransactionMode.Manual)]
    public class CountBeams : IExternalCommand
    {
        public Result Execute(ExternalCommandData commandData, ref string message, ElementSet
elements)
        {
            try
            {
                UIDocument uidoc = commandData.Application.ActiveUIDocument;
```



```
using System.Collections.Generic;
using System.Text;
using Autodesk.Revit.Attributes;
using Autodesk.Revit.DB;
using Autodesk.Revit.UI;
using Autodesk.Revit.UI.Selection;

namespace vthien
{
    [Transaction(TransactionMode.Manual)]
    public class CountColumns : IExternalCommand
    {
        public Result Execute(ExternalCommandData commandData, ref string message, ElementSet
elements)
        {
            try
            {
                UIDocument uidoc =commandData.Application.ActiveUIDocument;
                Document doc = uidoc.Document;

                // Yêu cầu người dùng chọn nhiều đối tượng (vùngquét)
                IList<Reference> pickedRefs = uidoc.Selection.PickObjects(ObjectType.Element, "Quét chọn
các cột kết cấu trong vùng");

                Dictionary<string, int> sectionCounts = new Dictionary<string,
int>(StringComparer.OrdinalIgnoreCase);

                foreach (Reference r in pickedRefs)
                {
                    Element e = doc.GetElement(r);
                    if (e.Category != null && e.Category.Id.IntegerValue ==
(int)BuiltInCategory.OST_StructuralColumns)
                    {
                        string sectionName = e.Name;

                        if (sectionCounts.ContainsKey(sectionName))
                            sectionCounts[sectionName]++;
                        else
                            sectionCounts[sectionName] = 1;
                    }
                }

                if (sectionCounts.Count == 0)
                {
                    TaskDialog.Show("Kết quả", "Không tìm thấy cột kết cấu nào trong vùng được chọn.");
                }
                else
                {
                    StringBuilder sb = new StringBuilder();
                    sb.AppendLine("Số lượng cột kết cấu theo tiết diện:");

                    foreach (var kvp in sectionCounts)
                    {
                        sb.AppendLine($"{kvp.Key}: {kvp.Value} cột");
                    }

                    TaskDialog.Show("Kết quả", sb.ToString());
                }
            }
        }
    }
}
```

```
        return Result.Succeeded;
    }
    catch (Autodesk.Revit.Exceptions.OperationCanceledException)
    {
        return Result.Cancelled;
    }
    catch (Exception ex)
    {
        message = ex.Message;
        return Result.Failed;
    }
}
}
```

❖ Code addbutton trong dự án :

```
using System;
using System.Collections.Generic;
using System.Linq;
using System.Text;
using System.Threading.Tasks;
using Autodesk.Revit.UI;
using Autodesk.Revit.DB;
using Autodesk.Revit.Attributes;
using Autodesk.Revit.UI.Selection;
using System.Windows.Media.Imaging;
using System.Configuration;

namespace Tuan1
{
    public class addbutton : IExternalApplication
    {
        public Result OnStartup(UIControlledApplication app)
        {
            string tabName = "DVT";
            app.CreateRibbonTab(tabName);

            RibbonPanel panel = app.CreateRibbonPanel(tabName, "Addins");

            /*PushButtonData btnAutoDim = new PushButtonData(
                "Doors",
                "đếm cửa",
                System.Reflection.Assembly.GetExecutingAssembly().Location,
                "Tuan1.Doors"
            );
            PushButtonData btnelement = new PushButtonData(
                "Lấy element",
                "element",
```

```
System.Reflection.Assembly.GetExecutingAssembly().Location,
    "Tuan1.Class1"
);
*/
PushButtonData btncountbeams = new PushButtonData(
    "CountBeams",
    "CountBeams",
    System.Reflection.Assembly.GetExecutingAssembly().Location,
    "Tuan1.CountBeams"
);
PushButtonData btncountcolumns = new PushButtonData(
    "CountColumns",
    "CountColumns",
    System.Reflection.Assembly.GetExecutingAssembly().Location,
    "Tuan1.CountColumns"
);

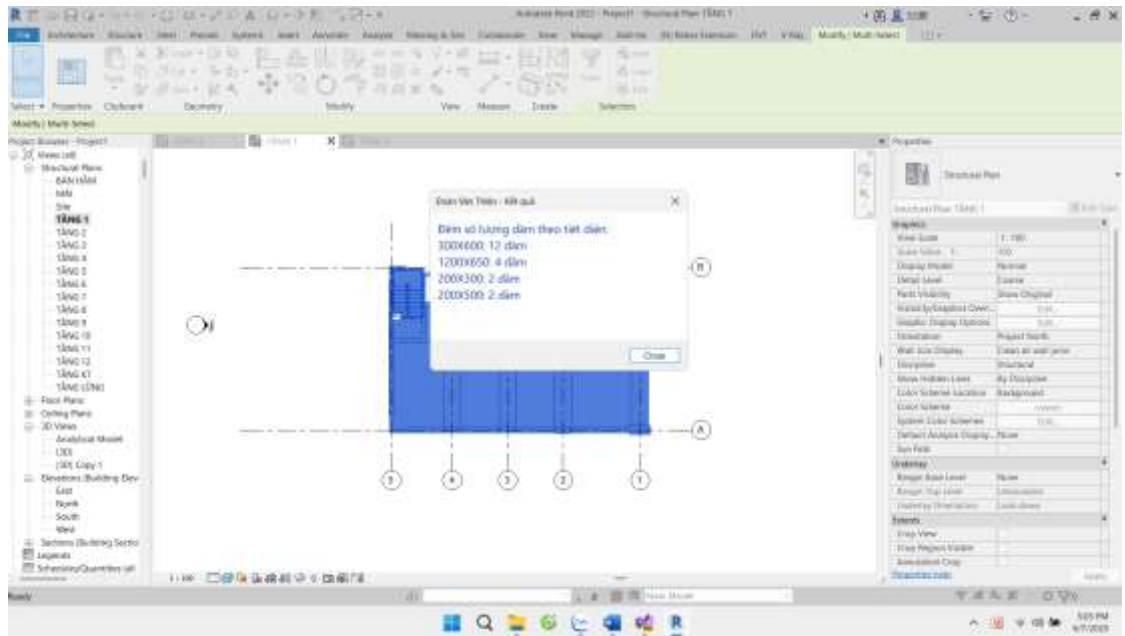
Uri imagePath = new Uri(@"D:\logo khoabutton.JPG", UriKind.Absolute);
BitmapImage bitmap = new BitmapImage(imagePath);
btncountbeams.LargeImage = bitmap;
btncountcolumns.LargeImage = bitmap;

//panel.AddItem(btnAutoDim);
// panel.AddItem(btnelement);
panel.AddItem(btncountbeams);
panel.AddItem(btncountcolumns);

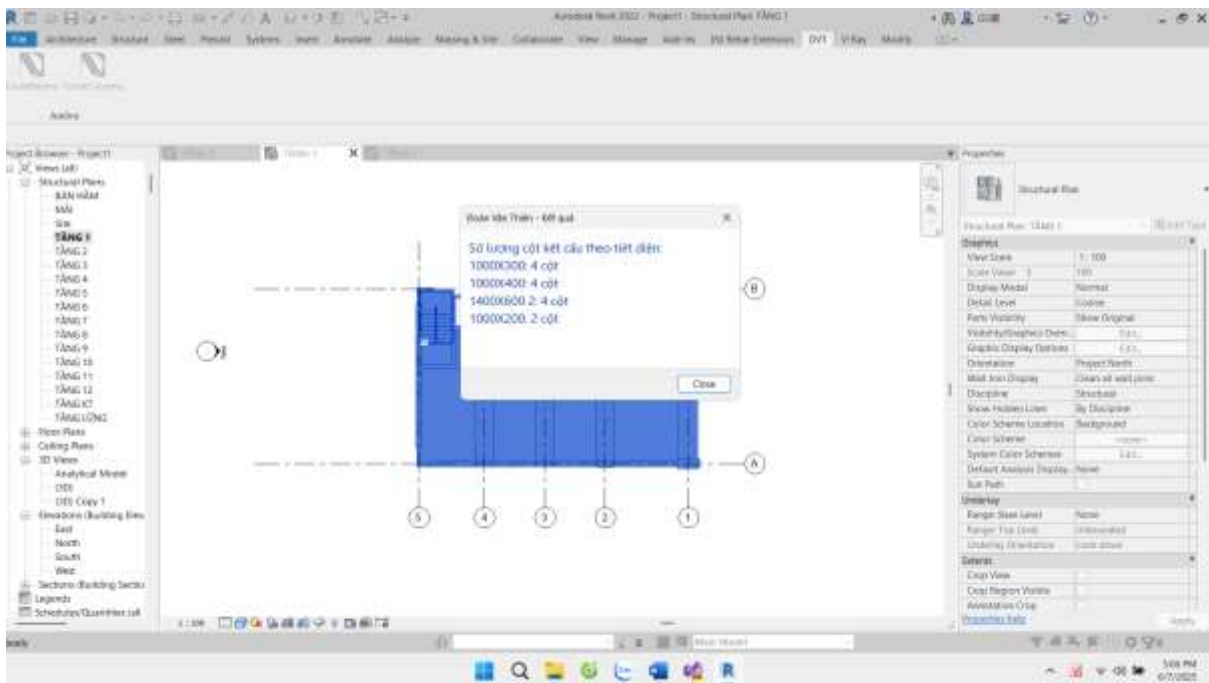
return Result.Succeeded;
}

public Result OnShutdown(UIControlledApplication app)
{
    return Result.Succeeded;
}
}
```

❖ **Giao diện làm việc và kết quả :**



Hình 8. 1 Giao diện làm việc và kết quả của dầm



Hình 8. 2 Giao diện làm việc và kết quả của cột

8.5. Kết quả

8.5.1. Áp dụng trong thiết kế công trình

Công cụ hỗ trợ việc kiểm tra nhanh các đối tượng khi xây dựng bản vẽ.
Xóa nhanh các dimension có trong View đang mở.

8.5.2. Kết luận và kiến nghị

Công cụ chỉ mới bước đầu lọc và đếm các đối tượng cơ bản trong mô hình Revit.

Dựa trên các kiến thức đã tìm hiểu và thông qua dự án nhỏ này, tác giả sẽ tạo ra thêm các công cụ hỗ trợ cho việc xây dựng nhanh mô hình.

KẾT LUẬN

Qua việc lựa chọn và tính toán kết cấu cho công trình “Khách sạn RoyalHuy1”, em nhận thấy công trình có quy mô 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 Etabs, Excel.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Võ Bá Tâm (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. (2020). TCVN 2737:2020 “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”

