

TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA
KHOA XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH THỦY



ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Tên đề tài:

**THIẾT KẾ KẾT CẤU DA NANG MIKAZUKI
JAPANESE RESORT & SPA**

SVTH: Lê Quốc Thắng _ 20THXD2

GVHD: TS. Nguyễn Công Luyện

TÓM TẮT

Tên đề tài: Thiết Kế Kết Cấu Da Nang Mikazuki Japanese Resort & Spa

Sinh viên thực hiện: Lê Quốc Thắng

Số thẻ SV: 111200089 Lớp: 20THXD2

Nội dung đồ án:

- Mô tả tổng quan về công trình
- Thiết kế kết cấu gồm các phần sau đây:
 - + Thiết kế sàn tầng điển hình.
 - + Thiết kế cầu thang điển hình.
 - + Thiết kế cấu kiện khung trục điển hình.
 - + Thiết kế móng khung trục điển hình.
- Chuyên đề: Xây dựng phần mềm tính toán khả năng kháng uốn của dầm bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2018

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Họ tên sinh viên: Lê Quốc Thắng Số thẻ sinh viên: 111200089

Lớp: 20THXD2 Khoa: XD Công trình thủy, Ngành: Kỹ thuật xây dựng – CN THXD

1. Tên đề tài đồ án:

Thiết kế kết cấu Da Nang Mikazuki Japanese Resort & Spa

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

3. Các số liệu và dữ liệu ban đầu:

- Tài liệu về nhiệm vụ thiết kế công trình; Tài liệu về quy hoạch địa điểm xây dựng, thiết kế kỹ thuật, điều kiện tự nhiên, địa chất công trình, điều kiện thi công và tài liệu liên quan khác; Các văn bản quy phạm pháp luật, Tiêu chuẩn xây dựng.v.v...

4. Nội dung các phần thuyết minh và tính toán:

Thuyết minh gồm những nội dung chính sau:

+ Phần I: Phần xây dựng

- Chương 1: Giới thiệu chung về công trình
- Chương 2: Kiến trúc (Giải pháp kiến trúc, các chỉ tiêu KTKT của phương án)
- Chương 3: Giải pháp kết cấu công trình
- Chương 4: Thiết kế sàn tầng 2
- Chương 5: Thiết kế cầu thang tầng 2 lên tầng 3
- Chương 6: Thiết kế khung trục B
- Chương 7: Thiết kế móng trục B

+ Phần II: Phần tin học

- Chuyên đề: Xây dựng phần mềm tính toán khả năng kháng uốn dầm bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2018

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

- + Bản vẽ kiến trúc kết cấu công trình: 4 bản vẽ
- + Bản vẽ kết cấu: 15 bản vẽ
- + Bản vẽ các chuyên đề ứng dụng phần tin học: 1 bản vẽ

6. Họ tên người hướng dẫn:	Phần/ Nội dung:
TS. Nguyễn Công Luyện	Phần xây dựng
TS. Nguyễn Công Luyện	Phần tin học

7. Ngày giao nhiệm vụ đồ án: 22/02/2025

8. Ngày hoàn thành đồ án: 08/06/2025

Đà Nẵng, ngày....tháng... năm 2025

Trưởng BM Tin học xây dựng

Người hướng dẫn

TS. Nguyễn Thanh Hải

TS. Nguyễn Công Luyện

LỜI NÓI ĐẦU

Kính thưa Hội đồng tốt nghiệp, thưa quý Thầy Cô giáo!

Trải qua thời gian học tập đến nay em đã hoàn thành chương trình đào tạo của nhà trường, để có kết quả học tập tốt đẹp như ngày hôm nay, ngoài sự cố gắng nỗ lực của bản thân, quan trọng hơn là nhờ công ơn của các thầy cô trong khoa Xây Dựng Công Trình Thủy đã hết lòng giảng dạy và truyền đạt những kiến thức quý báu trong những năm qua.

Đồ án tốt nghiệp lần này một bước đi cần thiết cho em nhằm hệ thống các kiến thức đã được học ở nhà trường sau gần 5 năm học. Đồng thời giúp em bắt đầu làm quen với công việc thiết kế một công trình hoàn chỉnh tạo tiền đề vững chắc cho công việc sau này.

Với nhiệm vụ được giao là “Thiết kế kết cấu Đà Nẵng Mikazuki Japanese Resort & Spa”

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

Với tất cả tấm lòng biết ơn sâu sắc, em xin chân thành gửi lời cảm ơn đến Ban giám hiệu cùng toàn thể quý Thầy cô Trường Đại Học Bách Khoa Đà Nẵng và Trường Đại Học Sư Phạm Kỹ Thuật Đà Nẵng, các Thầy cô khoa Xây Dựng Công Trình Thủy đã tận tình hướng dẫn – giúp đỡ em trong suốt quá trình học tập tại trường, đặc biệt là thầy TS. Nguyễn Công Luyện - giảng viên hướng dẫn đồ án.

Chân thành cảm ơn!

Đà Nẵng, ngày 03 tháng 03 năm 2025

Sinh viên thực hiện

LÊ QUỐC THẮNG

CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đồ án tốt nghiệp với đề tài “Thiết kế kết cấu Da Nang Mikazuki Japanese” 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

{ Chữ ký }

LÊ QUỐC THẮNG

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU.....	v
CAM ĐOAN.....	vi
MỤC LỤC	vii
DANH MỤC HÌNH ẢNH	xi
DANH MỤC BẢNG BIỂU	Error! Bookmark not defined.
DANH SÁCH CÁC KÝ HIỆU, CHỮ VIẾT TẮT (NẾU CÓ).....	Error! Bookmark not defined.
MỞ ĐẦU.....	18
CHƯƠNG 1: ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC CỦA CÔNG TRÌNH	20
1.1. Nhu cầu đầu tư xây dựng công trình	20
1.2. Vị trí, đặc điểm, điều kiện tự nhiên khu đất xây dựng	21
1.2.1. Vị trí và đặc điểm.	21
1.2.2. Điều kiện tự nhiên.	21
1.3. Quy mô công trình.....	22
1.4. Giải pháp kiến trúc.....	23
1.4.1. Giải pháp thiết kế tổng mặt bằng.....	23
1.4.2. Giải pháp mặt bằng.	23
1.4.3. Giải pháp mặt đứng.....	29
1.5. Giao thông trong công trình.	30
1.6. Các giải pháp kỹ thuật.	30
1.6.1. Hệ thống chiếu sáng.	30
1.6.2. Hệ thống thông gió.	30
1.6.3. Hệ thống điện.	30
1.6.4. Hệ thống cấp thoát nước.....	30
1.6.5. Hệ thống phòng cháy, chữa cháy.	31
1.6.6. Xử lý rác thải.	31

1.6.7. Giải pháp hoàn thiện.....	31
1.7. Kết luận.	31
CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH.	33
2.1. Lựa chọn giải pháp kết cấu.....	33
2.1.1. Hệ kết cấu chịu lực chính.....	33
2.1.2. Hệ kết cấu sàn	33
2.1.3. Kết luận.	35
2.2. Lựa chọn vật liệu.	35
2.2.1. Bê tông.....	36
2.2.2. Cốt thép.	36
2.3. Tiêu chuẩn dung trong tính toán thiết kế kết cấu.	37
2.4. Phương án tính toán kết cấu.....	37
2.4.1. Mô hình tính toán.	37
2.4.2. Các giả thiết dùng trong tính toán nhà cao tầng.	38
2.4.3. Tải trọng lên công trình.	38
2.5. Cơ sở lựa chọn sơ bộ tiết diện.....	43
2.5.1. Chọn chiều sơ bộ chiều dày bản sàn.	43
2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm	43
2.5.3. Chọn sơ bộ tiết diện cột, vách cứng.	45
CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ SÀN TẦNG 2	49
3.1. Số liệu tính toán.	49
3.2. Sơ đồ sàn tầng điển hình	49
3.3. Chọn chiều dày bản sàn.	49
3.3.1. Quan niệm tính toán.....	49
3.3.2. Chọn chiều dày bản sàn.	50
3.4. Xác định tải trọng tác dụng lên ô sàn.	52
3.4.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn.	52

3.4.2. Tĩnh tải.	52
3.4.3. Hoạt tải.	54
3.5. Xác định nội lực	56
3.5.1. Xác định nội lực bản dầm:.....	58
3.5.2. Xác định nội lực kê 4 cạnh:	60
3.6. Tính toán cốt thép.....	62
3.7. Các yêu cầu chọn và bố trí cốt thép sàn.	64
3.7.1. Khoảng cách lớp bảo vệ.	64
3.7.2. Khoảng hở cốt thép.	64
3.7.3. Chiều dài thép mũ.	65
3.7.4. Phối hợp cốt thép.....	65
CHƯƠNG 4: Thiết kế CẦU THANG BỘ tầng 2 – tầng 3	67
4.1. Cấu tạo cầu thang tầng điển hình.	67
4.2. Tính toán cầu thang tầng điển hình.....	67
4.2.1. Mặt bằng cầu thang.....	67
4.2.2. Xác định tải trọng.....	68
CHƯƠNG 5: TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KHUNG TRỤC 4	76
5.1. Tải trọng	76
5.1.1. Tải trọng thường xuyên:	76
5.2. Tải trọng ngang.....	81
5.2.1. Tải trọng gió.....	81
5.2.2. Xác định tải trọng động đất.....	87
5.3. Tổ hợp tải trọng	87
5.4. Gán tải vào mô hình Etabs	88
5.5. Kiểm tra điều kiện ổn định tổng thể công trình.	92
5.6. Tính toán cấu kiện khung trục 4.....	95
5.6.1. Tính toán dầm khung trục 4.....	95

5.6.2. Tính toán cột, vách cứng khung trục 4.....	99
CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 4.....	105
6.1. Tính toán và chọn đất nền đặt móng cọc.....	105
6.1.1. Điều kiện địa chất công trình	105
6.1.2. Đánh giá chỉ tiêu vật lý nền đất.....	108
6.2. Tính toán và thiết kế sơ bộ móng cọc khoan nhồi	109
6.2.1. Các giả thiết tính toán	109
6.2.2. Xác định các trường hợp truyền tải trọng xuống móng	109
6.2.3. Chọn sơ bộ chiều sâu chôn đài móng.....	110
6.2.4. Chọn kích thước cọc, chiều sâu chôn cọc	112
6.2.5. Tính toán sức chịu tải của cọc đơn	113
6.2.6. Xác định diện tích đáy đài, số lượng cọc, bố trí cọc	115
6.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc	116
6.4. Kiểm tra nền đất tại mặt phẳng mũi cọc.....	119
6.5. Kiểm tra lún cho móng cọc	123
6.6. Tính toán và cấu tạo đài cọc:.....	133
6.6.1. Kiểm tra theo sơ đồ chọc thủng trực tiếp.....	133
6.6.2. Kiểm tra phá hoại trong mặt phẳng nghiêng	134
6.6.3. Tính toán cốt thép theo sơ đồ chịu uốn đài cọc	136
CHƯƠNG 7: CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG.....	138
7.1. Mục tiêu và phạm vi nghiên cứu của chuyên đề.....	138
7.2. Giới thiệu về ngôn ngữ lập trình.....	139
7.3. Sự cần thiết phải xây dựng phần mềm.....	140
7.3.1. Mục tiêu cần đạt được.....	141
7.3.2. Công thức cốt lõi	141
7.4. Xây dựng phần mềm	142
7.4.1. Sơ đồ thuật toán và đoạn mã xây dựng phần mềm.....	145

7.4.2. Đoạn mã xây dựng phần mềm.....	146
7.5. Kết quả.....	164
7.6. Kết luận và kiến nghị.....	165
KẾT LUẬN	167
TÀI LIỆU THAM KHẢO	168
PHỤ LỤC A: TÍNH TOÁN SÀN	1
PHỤ LỤC B: TÍNH TOÁN CỐT THÉP DÀM	7
PHỤ LỤC C: TÍNH TOÁN CỐT THÉP CỘT	20
PHỤ LỤC D: TÍNH TOÁN CỐT THÉP VÁCH	22

DANH MỤC HÌNH ẢNH

Hình 1.1. Mặt đứng trục 1-9.	20
Bảng 1.1. Công năng các tầng trong công trình.	22
Hình 1.2. Mặt bằng kiến trúc tầng 1.	24
Hình 1.3. Mặt bằng kiến trúc tầng 2.	24
Hình 1.4. Mặt bằng kiến trúc tầng 3.	25
Hình 1.5. Mặt bằng kiến trúc tầng 4.	25
Hình 1.6. Mặt bằng kiến trúc tầng 5.	26
Hình 1.7. Mặt bằng kiến trúc tầng 6.	26
Hình 1.8. Mặt bằng kiến trúc tầng 7.	27

Hình 1.9. Mặt bằng kiến trúc tầng 8 – tầng 13.	27
Hình 1.10. Mặt bằng kiến trúc tầng 14.....	28
Hình 1.11. Mặt bằng kiến trúc tầng 15.....	28
Hình 1.12. Mặt bằng kiến trúc tầng mái.	29
Bảng 2.1. Thông số về bê tông	36
Bảng 2.2. Thông số về cốt thép.	37
Bảng 2.3. Bảng tổ hợp nội lực của tải trọng theo TCVN 2737:2023.....	39
Bảng 2.4. Bảng tổ hợp nội lực của tải trọng tiêu chuẩn SLS - Serviceability Limit State.....	40
Bảng 2.5. Bảng tổ hợp nội lực của tải trọng tính toán ULS - Ultimate Limit State	41
Bảng 2.6. Bảng tính chọn sơ bộ kích thước dầm.	44
Hình 2.1. Mặt bằng định vị cột vách.....	45
Bảng 2.7. Sơ bộ tiết diện cột.....	46
Bảng 2.8. Kiểm tra độ ổn định.....	47
Hình 3.1. Sơ đồ sàn tầng điển hình.	49
Bảng 3.1. Tổng hợp sơ bộ chiều dày ô sàn	50
Hình 3.2. Các lớp cấu tạo sàn.	52
Bảng 3.2. Trọng lượng bản thân vật liệu.....	52
Bảng 3.3. Tính tải hoàn thiện sàn tầng 2	52
Bảng 3.4. Bảng phân loại tường	53
Bảng 3.5. Tính tải tác dụng lên tường	53
Hình 3.3. Tải trọng tường tác dụng lên sàn tầng 2.....	54
Bảng 3.6. Hoạt tải sử dụng sàn tầng 2	55
Hình 3.4. Gán giá trị hoạt tải theo công năng từng ô sàn trong phần mềm Etabs.	56
Hình 3.5. Sơ đồ tính và quan niệm tính toán nội lực bản sàn.	58
Hình 3.6. Các sơ đồ để tính toán nội lực cho trường hợp sàn bản dầm.	58

.....	59
Hình 3.7. Sơ đồ tính toán cho ô sàn S11, S13, S27.....	59
Hình 3.8. Sơ đồ tính toán cho ô sàn S1, S7, S8, S14.....	59
Hình 3.9. Sơ đồ tính toán cho ô sàn S9, S25	59
Bảng 3.7. Nội lực tác dụng lên các ô sàn trong trường hợp bản dầm.....	60
Hình 3.10. Các sơ đồ liên kết của sàn bản kê 4 cạnh.....	60
Hình 3.11. Kí hiệu các giá trị moment của sàn bản kê 4 cạnh.	61
Bảng 3.8. Nội lực tác dụng lên các ô sàn trong trường hợp bản kê 4 cạnh.....	62
Bảng 3.9. Bảng thông số vật liệu cốt thép.....	62
Hình 4.1. Mặt bằng cầu thang tầng điển hình.	68
Hình 4.2. Chi tiết cấu tạo bản thang.	70
Bảng 4.1. Tĩnh tải bản chiếu nghỉ.	70
Hình 4.3. Cấu tạo bản chiếu nghỉ.....	72
Bảng 4.2. Tĩnh tải bản chiếu nghỉ.	72
Hình 4.4. Sơ đồ tính toán dầm chiếu nghỉ, dầm chiếu tới.....	74
Hình 5.1. Mô tả cấu tạo lớp hoàn thiện dầm.....	77
Bảng 5.1. Tải trọng hoàn thiện tác dụng lên dầm.	77
Bảng 5.2. Tải trọng tường cửa tác dụng lên dầm.	80
Bảng 5.3. Chu kì dao động của công trình	82
Hình 5.2. Minh họa sự làm việc của tải trọng gió tác dụng lên công trình.	84
Bảng 5.4. Tính toán độ giạt G_f	85
Bảng 5.5. Tính toán gió phương X	86
Bảng 5.6. Tính toán gió phương Y	86
Hình 5.3. Chuyển vị đỉnh theo phương X.....	93
Hình 5.4. Chuyển vị đỉnh theo phương Y.....	94
Hình 5.3. Xác định bề rộng cánh chữ T.....	96
Hình 5.4. Sơ đồ ứng suất dung để tính tiết diện chữ T.	97

Bảng 6.1: Đánh giá chỉ tiêu vật lý đất nền.....	108
Bảng 6.2: Đánh giá chỉ tiêu cơ lý nền đất.....	108
Bảng 6.3: Nội lực phản lực tại chân cột.....	110
Bảng 6.4: Chọn chiều sâu chôn đài	111
Bảng 6.6: Sức chịu tải của cọc	114
Bảng 6.7: Diện tích đáy đài, số lượng cọc.....	116
Bảng 6.8: Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc	118
Bảng 6.9: Kiểm tra đất nền tại mặt phẳng mũi cọc.....	121
Bảng 6.10: Quan hệ e và P	123
Bảng 6.11: Tính lún cho cọc lớp đất 1	124
Bảng 6.12: Tính lún cho cọc lớp đất 2	125
Bảng 6.13: Tính lún cho cọc lớp đất 3	127
Bảng 6.14: Tính lún cho cọc lớp đất KT.....	128
Bảng 6.15: Tính lún cho cọc lớp đất 4	130
Bảng 6.16: Tính lún cho cọc lớp đất 5 và kiểm tra lún	131
Bảng 6.17: Hệ số độ nghiêng của mặt phẳng phá hoại	133
Bảng 6.18: Kiểm tra khả năng chọc thủng cọc	133
Bảng 6.19: Kiểm tra phá hoại trong mặt phẳng nghiêng	135
Bảng 6.20: Tính toán cốt thép đài chịu uốn	137
.....	136

MỞ ĐẦU

Trong bất kỳ giai đoạn phát triển nào của xã hội, hạ tầng kỹ thuật luôn đóng vai trò nền tảng và là lực đẩy quan trọng cho tiến trình đô thị hóa, hiện đại hóa đất nước. Khi các thành phố ngày càng mở rộng, nhu cầu về những công trình cao tầng, hiện đại và bền vững ngày càng trở nên cấp thiết. Để đáp ứng những yêu cầu ngày một cao trong lĩnh vực này, nguồn nhân lực kỹ thuật – đặc biệt là các kỹ sư xây dựng – cần được trang bị đầy đủ cả về kiến thức chuyên môn lẫn kỹ năng thực hành, khả năng tư duy hệ thống và tinh thần trách nhiệm với cộng đồng.

Với mong muốn được đóng góp vào tiến trình ấy, em đã dành 5 năm học tập và rèn luyện tại Trường Đại học Bách khoa – Đại học Đà Nẵng, chuyên ngành Xây dựng Công trình Thủy. Trong quá trình học, em luôn nỗ lực tích lũy kiến thức, rèn luyện kỹ năng thực hành, tiếp cận các công nghệ mới cũng như học hỏi kinh nghiệm thực tế từ các thầy cô và bạn bè. Đồ án tốt nghiệp này là bước đi quan trọng đánh dấu hành trình hoàn thiện kiến thức học thuật, là cơ hội để em tổng hợp và vận dụng các kiến thức đã học vào một đề tài thiết kế thực tế, từ đó bước đầu hình thành tư duy thiết kế chuyên nghiệp và chuẩn bị hành trang vững vàng cho con đường sự nghiệp phía trước.

Trong khuôn khổ đồ án tốt nghiệp, em thực hiện đề tài: “Thiết kế kết cấu Da Nang Mikazuki Japanese Resort & Spa” dưới sự hướng dẫn tận tình và sâu sắc của TS. Nguyễn Công Luyến.

Đồ án gồm hai phần chính:

Phần 1: Thiết kế xây dựng

Phần 2: Ứng dụng tin học trong thiết kế

Dù đề tài mang tính giả định phục vụ cho mục đích đào tạo, nhưng trong quá trình thực hiện, em đã có cơ hội vận dụng linh hoạt kiến thức chuyên ngành, tiếp cận các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, rèn luyện kỹ năng tính toán kết cấu cũng như ứng dụng phần mềm chuyên môn trong thiết kế công trình thực tế. Qua đó, em không chỉ hệ thống lại kiến thức đã học mà còn học hỏi thêm nhiều kiến thức mới, đồng thời tích lũy được những kinh nghiệm ban đầu phục vụ tốt hơn cho công việc thiết kế trong tương lai.

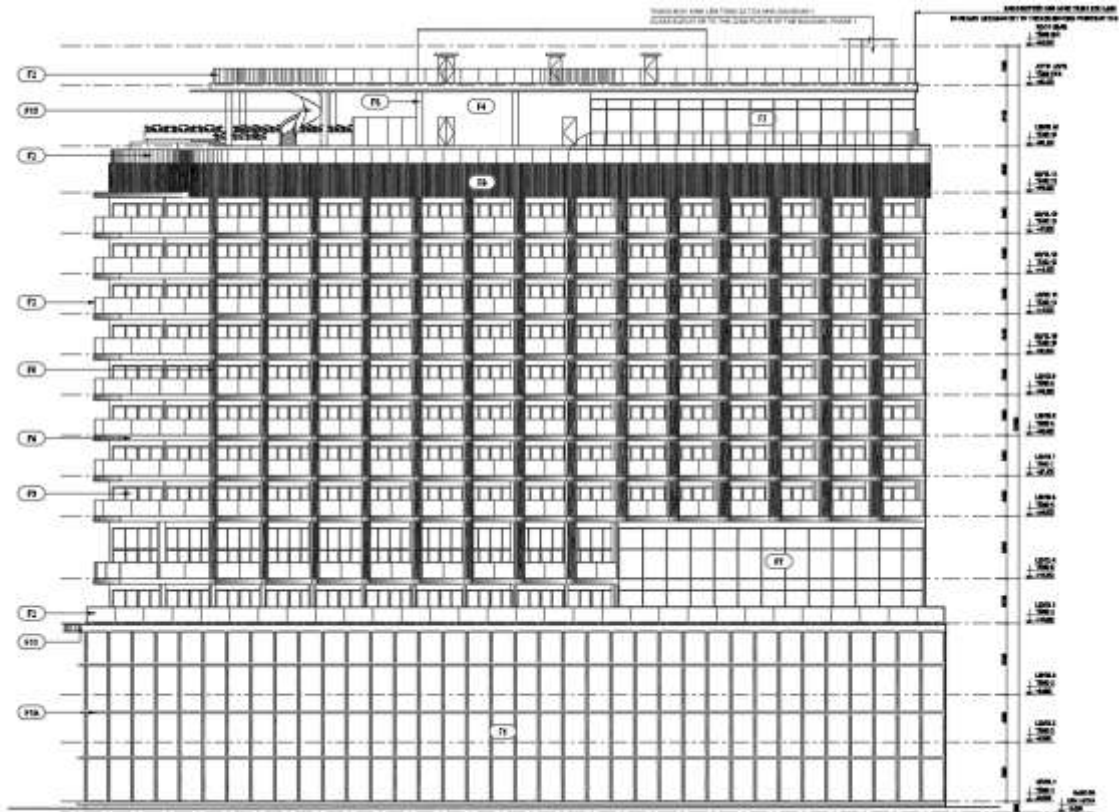
Em xin chân thành cảm ơn quý thầy cô Trường Đại học Bách khoa – Đại học Đà Nẵng, đặc biệt là các thầy cô trong khoa Xây dựng Công trình Thủy, những người đã không quản ngại khó khăn để truyền đạt kiến thức, khơi dậy tinh thần học tập và đam mê nghề nghiệp cho em trong suốt quá trình học tập. Đặc biệt, em xin gửi lời tri ân sâu sắc đến TS. Nguyễn Công Luyến, người thầy đã trực tiếp hướng dẫn, tận tình chỉ bảo và đồng hành cùng em trong suốt quá trình thực hiện đồ án.

Do thời gian thực hiện có hạn và năng lực bản thân còn hạn chế, chắc chắn đồ án không tránh khỏi những thiếu sót. Em kính mong nhận được sự góp ý, nhận xét quý báu từ quý thầy cô và các bạn sinh viên để em có thể tiếp tục hoàn thiện hơn kiến thức và kỹ năng, từ đó thiết kế được những công trình tốt hơn, đóng góp cho xã hội sau này.

Em xin chân thành cảm ơn!

CHƯƠNG 1: ĐẶC ĐIỂM KIẾN TRÚC CỦA CÔNG TRÌNH

1.1. Nhu cầu đầu tư xây dựng công trình



Hình 1.1. Mặt đứng trực 1-9.

Trong những năm gần đây, nền kinh tế Việt Nam không ngừng phát triển, đặc biệt là tại thành phố Đà Nẵng – một trung tâm kinh tế năng động, giữ vai trò quan trọng trong khu vực miền Trung và cả nước. Cùng với sự phát triển mạnh mẽ về hạ tầng kỹ thuật và đô thị, Đà Nẵng đang trở thành điểm đến hấp dẫn cho các nhà đầu tư trong lĩnh vực du lịch, nghỉ dưỡng và dịch vụ cao cấp.

Với lợi thế về vị trí địa lý, cảnh quan thiên nhiên và chính sách phát triển du lịch bền vững, thành phố Đà Nẵng thu hút ngày càng nhiều du khách trong và ngoài nước. Điều này kéo theo nhu cầu ngày càng cao về các khu nghỉ dưỡng hiện đại, tiện nghi và mang đậm bản sắc văn hóa – đặc biệt là các công trình kết hợp giữa nghỉ dưỡng, chăm sóc sức khỏe và trải nghiệm văn hóa độc đáo.

Nhằm đáp ứng xu hướng đó và góp phần nâng tầm chất lượng dịch vụ du lịch của thành phố, công trình Da Nang Mikazuki Japanese Resort & Spa đã được đầu tư xây dựng với quy mô lớn, bao gồm khu khách sạn, khu spa truyền thống Nhật Bản, khu vui chơi giải trí, và các tiện ích cao cấp khác. Dự án hướng đến phục vụ phân khúc du khách

trung và cao cấp – nhóm khách hàng đang có nhu cầu mạnh mẽ về trải nghiệm nghỉ dưỡng chuẩn quốc tế trong không gian mang đậm dấu ấn văn hóa Á Đông.

Việc thiết kế và triển khai xây dựng công trình này không chỉ đòi hỏi giải pháp kiến trúc – kỹ thuật hiện đại mà còn yêu cầu sự phối hợp chặt chẽ trong thiết kế kết cấu nhằm đảm bảo tính bền vững, an toàn và phù hợp với điều kiện khí hậu – địa chất của khu vực ven biển Đà Nẵng. Đây là một bước đi chiến lược, góp phần nâng cao năng lực cạnh tranh của thành phố trong lĩnh vực du lịch – nghỉ dưỡng cao cấp, đồng thời phù hợp với định hướng phát triển đô thị bền vững và hội nhập quốc tế mà Đà Nẵng đang theo đuổi.

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

1.2.1. Vị trí và đặc điểm.

Công trình “Da Nang Mikazuki Japanese Resort & Spa” được xây dựng tại Khu du lịch Xuân Thiều, phường Hòa Hiệp Nam, quận Liên Chiểu, thành phố Đà Nẵng. Vị trí công trình nằm trong khu vực thông thoáng, có cảnh quan đẹp, đóng vai trò như một điểm nhấn kiến trúc – cảnh quan quan trọng, đồng thời góp phần tạo nên sự hài hòa, hợp lý và hiện đại trong tổng thể quy hoạch khu dân cư và du lịch ven biển của địa phương.

Công trình tiếp giáp với tuyến đường giao thông chính, thuận tiện cho việc vận chuyển vật tư, thiết bị, cũng như tạo điều kiện thuận lợi cho công tác tổ chức thi công và kết nối giao thông với khu vực xung quanh. Hệ thống hạ tầng kỹ thuật trong khu vực như cấp điện, cấp nước đã được đầu tư đồng bộ, đảm bảo đáp ứng đầy đủ các yêu cầu phục vụ thi công và vận hành công trình sau này.

Khu đất xây dựng có địa hình bằng phẳng, hiện trạng không có công trình cũ hoặc công trình ngầm hiện hữu, do đó rất thuận lợi cho việc triển khai thi công, bố trí mặt bằng tổng thể và tổ chức công trường.

Về chức năng, công trình được thiết kế để phục vụ nhu cầu cư trú cao cấp, hiện đại, hướng tới các hộ gia đình và du khách có nhu cầu nghỉ dưỡng dài ngày trong không gian tiện nghi và đẳng cấp. Dự án có quy mô lớn, bao gồm 15 tầng nổi và 1 tầng mái, với tổng chiều cao công trình đạt 62,5 mét. Thiết kế công trình vừa đảm bảo công năng sử dụng hiệu quả, vừa đáp ứng các tiêu chuẩn kỹ thuật, an toàn và thẩm mỹ kiến trúc hiện đại theo định hướng phát triển bền vững của thành phố Đà Nẵng.

1.2.2. Điều kiện tự nhiên.

- Khí hậu.

Khu vực Miền Trung chịu ảnh hưởng khí hậu nhiệt đới gió mùa, từ tháng 2 đến tháng 8 là mùa khô thường hay có gió mùa, mùa mưa lũ kéo dài từ tháng 9 đến tháng 12, lượng mưa chiếm 75% cả năm

– Địa chất.

Khu vực xây dựng có địa hình tương đối bằng phẳng, nền đất cao ráo, khô thoáng.

1.3. Quy mô công trình.

Công trình có mặt bằng xây dựng là 58,542x12,85 (m) và có tổng chiều cao là 62,5 (m) kể từ cốt ± 0.000

Công trình nằm trên khu đất có tổng diện tích 21990m² bao gồm 15 tầng nổi. Chiều cao công trình là 62,5m.

Tổng diện tích sàn: khoảng 20000 m².

Cấp công trình: cấp I.

Công trình là khối nhà 15 tầng nổi được sử dụng những loại vật liệu hiện đại hài hòa với cảnh quan khu vực xung quanh và xu hướng phát triển của thành phố. Trong đó công năng của các tầng được phân bổ trong Bảng 1.1 như sau:

Bảng 1.1. Công năng các tầng trong công trình.

Tầng	Chiều cao tầng	Công năng
	(m)	
Tầng 1	5	Phòng khám thẩm mỹ Beauty Clinic, phòng tiện Banquet, sảnh chờ, khu vực bếp, phòng thu ga vải.
Tầng 2	4	Không gian trò chơi, sảnh chờ, kho, phòng Ahu, phòng thu ga vải.
Tầng 3	6	Phòng bếp, quầy buffet, quầy đồ uống, phòng thu ga vải, WC
Tầng 4	3.75	Tổ hợp phòng ngủ (9 phòng), phòng để hành lý, phòng lễ tân, sân vườn, phòng kỹ thuật, phòng thu ga vải, WC
Tầng 5	5.25	Tổ hợp phòng ngủ (10 phòng), 2 văn phòng, phòng thu ga vải
Tầng 6	3.4	Tổ hợp phòng ngủ (14 phòng), phòng Ahu, 1 phòng Suites, phòng thu ga vải
Tầng 7	3.4	Tổ hợp phòng ngủ (14 phòng), 2 kho, 1 phòng Suites, phòng thu ga vải

Tầng 8 - Tầng 13	3.4	Tổ hợp phòng ngủ (14 phòng), 2 kho, 1 phòng Suites, phòng thu ga vải
Tầng 14	3.4	Bể cân bằng, phòng kỹ thuật, phòng Ahu, khu vực kỹ thuật, phòng kỹ thuật, phòng thu ga vải
Tầng 15	5.1	Bể bơi, 1 khu tắm nắng, 1 khu tắm trắng, 2 bể khoáng nóng, 2 bể onsen, 1 phòng xông khô, 1 phòng xông ướt, 1 bể lạnh, phòng phụ trợ, sảnh, WC

1.4. Giải pháp kiến trúc

1.4.1. Giải pháp thiết kế tổng mặt bằng.

Quy 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.

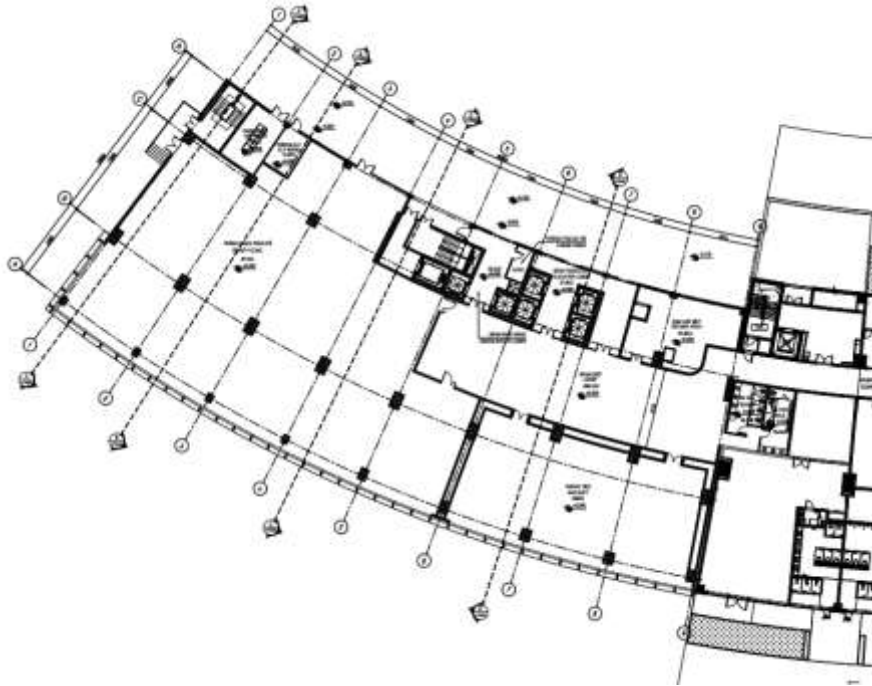
Từ sự phân tích đó định vị được hướng chính của công trình, chọn vị trí xây dựng công trình sao cho hợp lý về không gian, đảm bảo giao thông đi lại thuận lợi.

1.4.2. Giải pháp mặt bằng.

Mặt bằng công trình hình chữ nhật, chiều dài 58,542 m, chiều rộng 12.85 m.

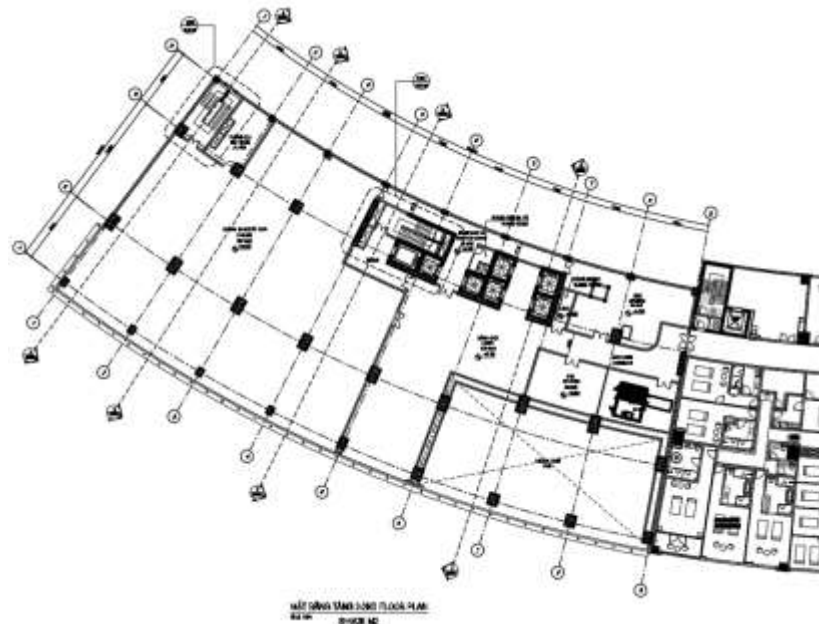
Công trình gồm 15 tầng. Cốt ± 0.50 m được chọn đặt tại sàn tầng 1. Mặt đất tự nhiên tại cốt ± 0.00 m. Chiều cao công trình là 62,5 m tính từ mặt đất tự nhiên.

Tầng 1: Phòng khám thẩm mỹ Beauty Clinic, phòng tiện Banquet, sảnh chờ, khu vực bếp, phòng thu ga vải. Chiều cao: 5m.



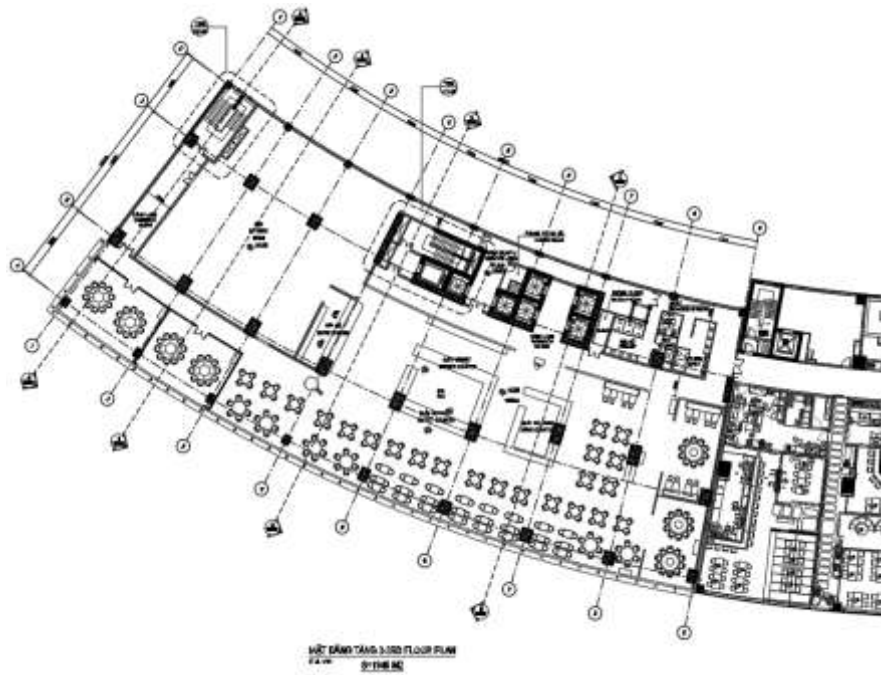
Hình 1.2. Mặt bằng kiến trúc tầng 1.

Tầng 2: Không gian trò chơi, sảnh chờ, kho, phòng Ahu, phòng thu ga vải. Chiều cao tầng: 4m.



Hình 1.3. Mặt bằng kiến trúc tầng 2.

Tầng 3: Phòng bếp, quầy buffet, quầy đồ uống, phòng thu ga vải, WC. Chiều cao mỗi: 6m.



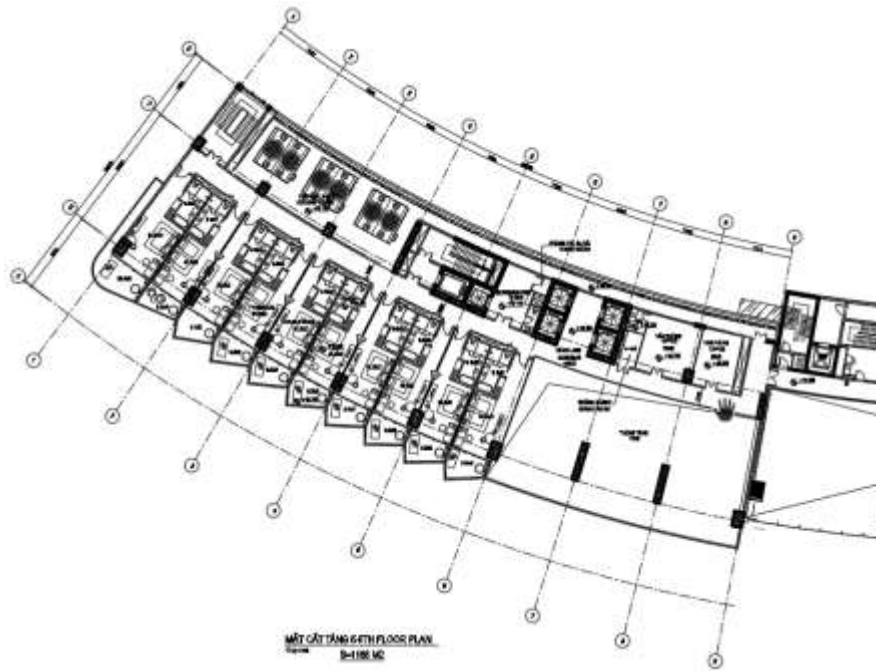
Hình 1.4. Mặt bằng kiến trúc tầng 3.

Tầng 4: Tổ hợp phòng ngủ (9 phòng), phòng để hành lý, phòng lễ tân, sân vườn, phòng kỹ thuật, phòng thu ga vải, WC. Chiều cao mỗi tầng: 3,75m



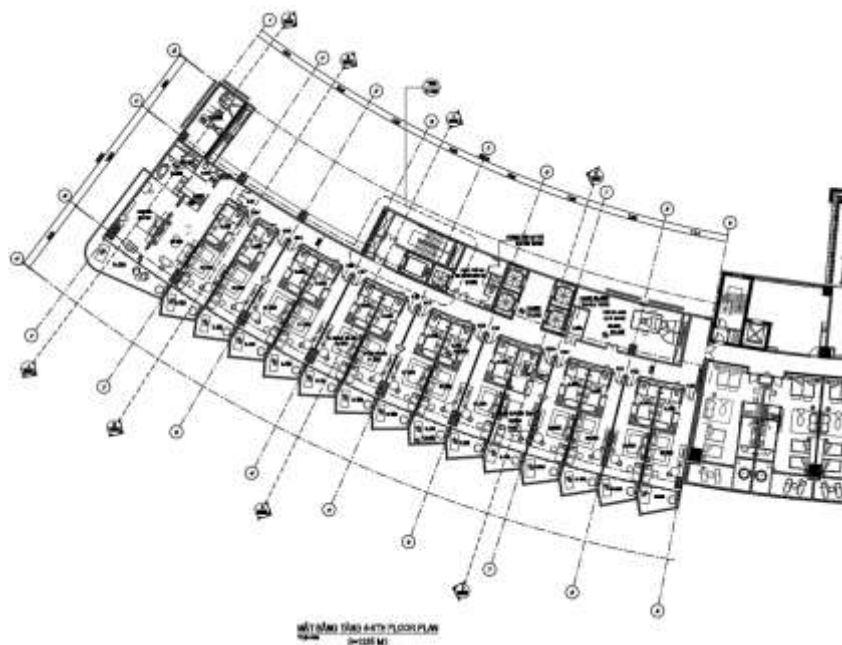
Hình 1.5. Mặt bằng kiến trúc tầng 4.

Tầng 5: Tổ hợp phòng ngủ (10 phòng), 2 văn phòng, phòng thu ga vải. Chiều cao mỗi tầng 5.25m.



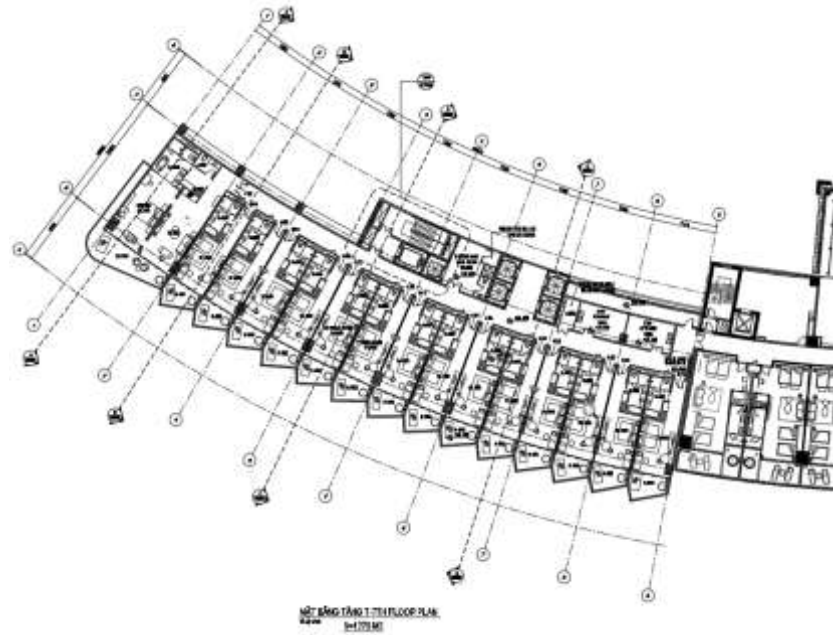
Hình 1.6. Mặt bằng kiến trúc tầng 5.

Tầng 6: Tổ hợp phòng ngủ (14 phòng), phòng Ahu, 1 phòng Suites, phòng thu ga vải. Chiều cao tầng: 3.4m



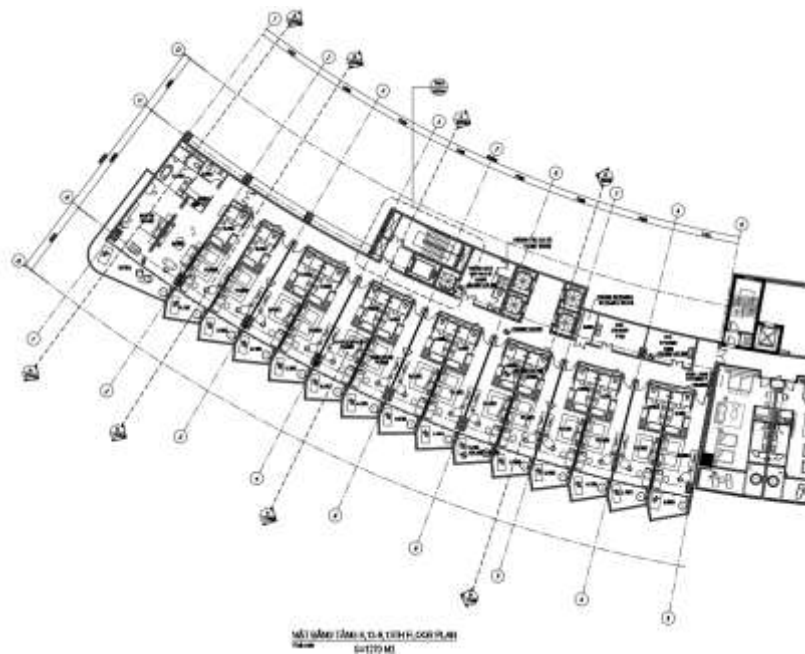
Hình 1.7. Mặt bằng kiến trúc tầng 6.

Tầng 7: Tổ hợp phòng ngủ (14 phòng), 2 kho, 1 phòng Suites, phòng thu ga vải.
Chiều cao tầng: 3.4m



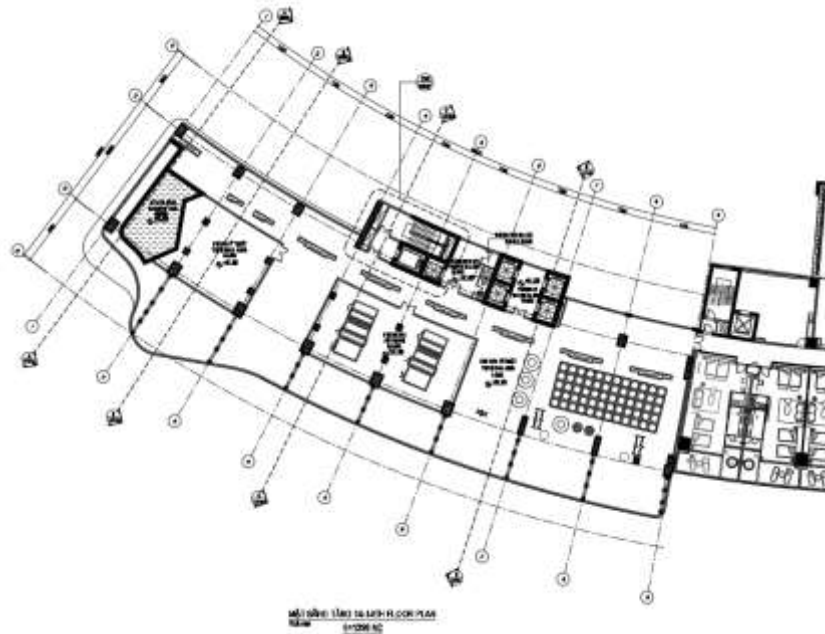
Hình 1.8. Mặt bằng kiến trúc tầng 7.

Tầng 8-13 (tầng điển hình): Tổ hợp phòng ngủ (14 phòng), 2 kho, 1 phòng Suites, phòng thu ga vải. Chiều cao tầng: 3.4m



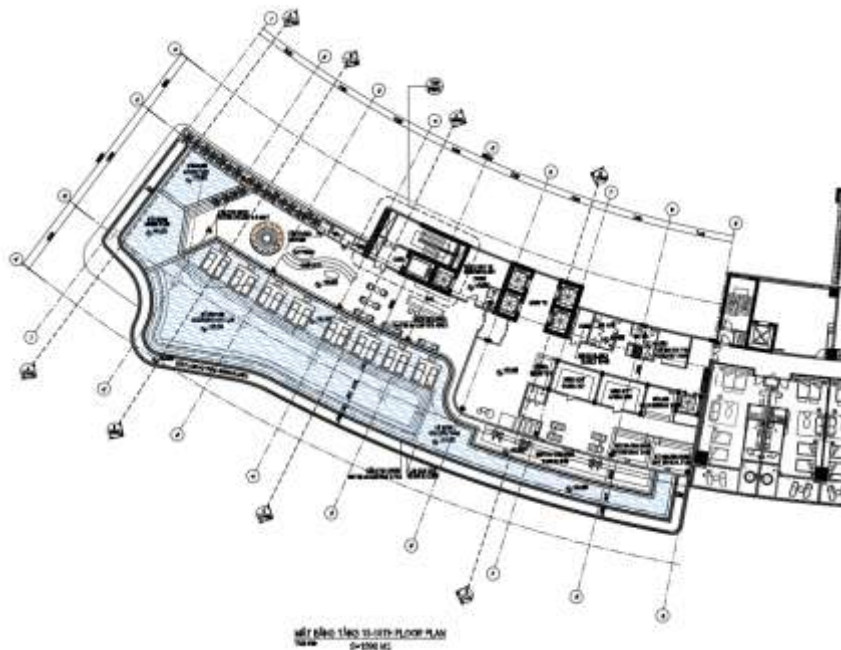
Hình 1.9. Mặt bằng kiến trúc tầng 8 – tầng 13.

Tầng 14: Bể cân bằng, phòng kỹ thuật, phòng Ahu, khu vực kỹ thuật, phòng kỹ thuật, phòng thu ga vải. Chiều cao tầng: 3.4m



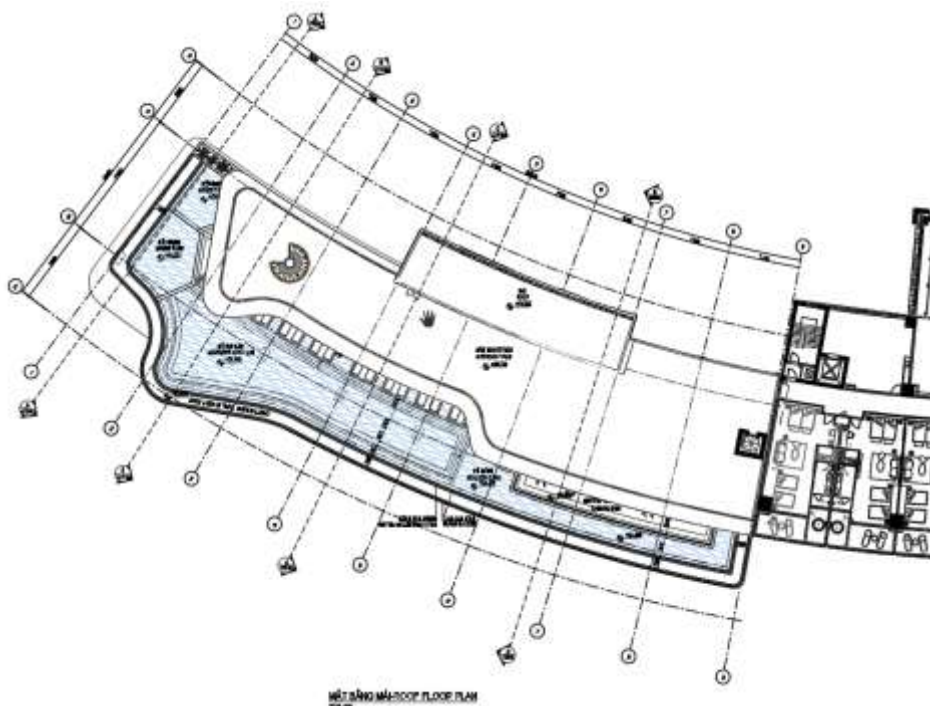
Hình 1.10. Mặt bằng kiến trúc tầng 14.

Tầng 15: Bể bơi, 1 khu tắm nắng, 1 khu tắm trắng, 2 bể khoáng nóng, 2 bể onsen, 1 phòng xông khô, 1 phòng xông ướt, 1 bể lạnh, phòng phụ trợ, sảnh, WC. Chiều cao tầng: 5.1m



Hình 1.11. Mặt bằng kiến trúc tầng 15.

Tầng mái.



Hình 1.12. Mặt bằng kiến trúc tầng mái.

1.4.3. Giải pháp mặt đứng.

Mặt đứng là yếu tố trực quan quan trọng thể hiện tính nghệ thuật và ngôn ngữ kiến trúc của công trình, đồng thời góp phần tạo nên diện mạo cảnh quan đô thị khu vực. Khi quan sát từ xa, người nhìn có thể cảm nhận được tổng thể hình khối kiến trúc, cũng như phong cách thiết kế đặc trưng của công trình.

Mặt đứng được tổ hợp theo lối kiến trúc hiện đại, với việc sử dụng kết hợp giữa các mảng tường đặc và hệ thống cửa kính lớn. Giải pháp này không chỉ đảm bảo khả năng chiếu sáng tự nhiên cho không gian bên trong mà còn tăng cường tính thẩm mỹ, tạo cảm giác thông thoáng, tinh tế cho tổng thể kiến trúc.

Các mảng tường bên ngoài được ốp đá hoàn thiện, mang đến vẻ ngoài bền vững, sang trọng, đồng thời thể hiện sự chắc chắn và hiện đại, phù hợp với xu hướng phát triển kiến trúc đương đại. Sự lựa chọn vật liệu hoàn thiện cũng góp phần nhấn mạnh hình ảnh một công trình đại diện cho sự phát triển năng động của khu vực.

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 1 cao 5 (m).

- Tầng 2 cao 4 (m).
- Tầng 3 cao 6 (m).
- Tầng 4 cao 3.75 (m).
- Tầng 5 cao 5.25 (m).
- Tầng 5 cao 5.25 (m).
- Tầng 6 – tầng 14 mỗi tầng cao 3.4 (m).
- Tầng 15 cao 5.1 (m).

1.5. Giao thông trong công trình.

Giao thông theo phương ngang: Giữa mỗi tầng có 1 hành lang giữa, hành lang này nối liền các phòng, khu trò chơi... và cầu thang

Giao thông theo phương đứng: 2 cầu thang bộ và 7 thang máy.

1.6. Các giải pháp kỹ thuật.

1.6.1. 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

1.6.2. 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

1.6.3. 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 đặt ở phòng kỹ thuật

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

1.6.4. Hệ thống cấp thoát nước.

Nguồn nước được lấy từ hệ thống cấp nước khu vực và dẫn vào bể chứa nước ở tầng hầm, bằng hệ thống bơm nước tự động được bơm đến từng căn hộ.

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

1.6.5. 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.

1.6.6. 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.

1.6.7. 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 Ceramic. 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.

1.7. Kết luận.

Qua đánh giá toàn diện về mặt thẩm mỹ kiến trúc, tính khả thi về mặt kết cấu cũng như sự phù hợp với các chỉ tiêu kinh tế – kỹ thuật, cùng với những giá trị kinh tế – xã hội mà công trình mang lại, có thể khẳng định rằng việc đầu tư xây dựng “Da Nang Mikazuki Japanese Resort & Spa” là hoàn toàn hợp lý và cần thiết trong xu thế phát triển hiện nay.

Công trình không chỉ góp phần đa dạng hóa loại hình dịch vụ nghỉ dưỡng chất lượng cao tại thành phố Đà Nẵng, đáp ứng nhu cầu lưu trú ngày càng tăng của du khách trong và ngoài nước, mà còn tạo điểm nhấn kiến trúc mang đậm bản sắc văn hóa Nhật Bản, góp phần nâng cao hình ảnh và giá trị thẩm mỹ cho đô thị ven biển. Đồng thời, dự án cũng đóng vai trò quan trọng trong việc thúc đẩy phát triển kinh tế – xã hội khu vực, đặc biệt là trong lĩnh vực du lịch, dịch vụ và việc làm địa phương.

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 chính

Căn cứ vào sơ đồ làm việc thì kết cấu nhà cao tầng có thể phân loại như sau:

Các hệ kết cấu chịu lực cơ bản: Kết cấu khung, kết cấu tường chịu lực, kết cấu lõi cứng và kết cấu ống.

Các hệ kết cấu chịu lực hỗn hợp: Kết cấu khung- giằng, kết cấu khung - vách, kết cấu ống lõi và kết cấu ống tổ hợp.

Các hệ kết cấu đặc biệt: Hệ kết cấu có tầng cứng, hệ kết cấu có dầm chuyển, kết cấu có hệ giằng liên tầng và kết cấu có khung thép.

Mỗi loại kết cấu trên đều có những ưu, nhược điểm riêng tùy thuộc vào nhu cầu và khả năng thi công thực tế của từng công trình.

2.1.2. 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.

Ta xét các phương án sàn sau:

Hệ sàn sườn:

Cấu tạo gồm hệ dầm và bản sàn.

Ưu điểm:

- Tính toán đơn giản.
- Được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn giải pháp thi công.

Nhược điểm:

- Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn lớn khi khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn nên gây bất lợi cho công trình khi chịu tải trọng ngang và không tiết kiệm chi phí vật liệu.
- Không tiết kiệm không gian sử dụng.

Hệ sàn ô cò:

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

Ưu điểm:

- Giảm thiểu bố trí cột trong công trình nên tiết kiệm không gian sử dụng thích hợp cho các công trình yêu cầu thẩm mỹ cao và không gian sử dụng lớn.

Nhược điểm:

- Không tiết kiệm, thi công phức tạp.
- Khi mặt bằng sàn quá rộng cần bố trí thêm các dầm chính. Vì vậy, nó cũng không tránh được việc chiều cao dầm chính phải lớn để giảm độ võng.

Hệ sàn không dầm:

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột

Ưu điểm:

- Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình,
- Tiết kiệm được không gian sử dụng.
- Dễ phân chia không gian.
- Dễ bố trí hệ thống kỹ thuật điện, nước.
- Thích hợp với các công trình có khẩu độ vừa.
- Việc thi công phương án này nhanh hơn so với phương án sàn dầm bởi không cần gia công cốt pha, cốt thép dầm.

Nhược điểm:

- Trong phương án này các cột không được liên kết với nhau để tạo thành khung do đó độ cứng nhỏ hơn nhiều so với phương án sàn dầm, do vậy khả năng chịu lực theo phương ngang kém hơn so với phương án sàn dầm. Vì vậy tải trọng ngang hầu hết do vách chịu và tải trọng đứng do cột chịu.
- Sàn phải có chiều dày lớn để đảm bảo khả năng chịu uốn và chống chọc thủng do đó dẫn đến tăng khối lượng sàn.

Hệ sàn không dầm ứng lực trước:

Ưu điểm: Ngoài các đặc điểm chung của phương án sàn không dầm thì phương án sàn không dầm ứng lực trước sẽ khắc phục được một số nhược điểm của phương án sàn không dầm:

- Giảm chiều dày sàn khiến giảm được khối lượng sàn dẫn tới giảm tải trọng ngang tác dụng vào công trình cũng như giảm tải trọng đứng truyền xuống móng.
- Tăng độ cứng của sàn lên, khiến cho thỏa mãn về yêu cầu sử dụng bình thường.
- Sơ đồ chịu lực trở nên tối ưu do cốt thép ứng lực trước được đặt phù hợp với biểu đồ moomen do tải trọng gây ra nên tiết kiệm được vật liệu.

Nhược điểm:

- Thiết bị thi công phức tạp hơn, yêu cầu việc chế tạo và đặt cốt thép phải chính xác do đó yêu cầu tay nghề thi công phải cao hơn, tuy nhiên với xu thế hiện đại hóa hiện nay thì điều này sẽ yêu cầu tất yếu.
- Thiết bị giá thành cao và còn hiếm do trong nước chưa sản xuất được.

2.1.3. Kết luận.

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

- Kết cấu móng cọc khoan nhồi.
- Kết cấu sàn sườn.
- Kết cấu công trình là kết cấu tường chịu lực, bao gồm hệ thống vách cứng và các cột vách, tạo hệ lưới đỡ bản sàn và được nằm ẩn thành các tường ngăn cách phân chia không gian căn hộ. Hệ thống vách cứng và cột vách được ngầm vào hệ đài.

2.2. Lựa chọn vật liệu.

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

Vật liệu có tính biến dạng cao: Khả năng biến dạng dẻo cao có thể bổ sung cho tính năng chịu lực thấp.

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

Vật liệu có giá thành hợp lý.

Nhà cao tầng thường có tải trọng rất lớn. Nếu sử dụng các loại vật liệu trên tạo điều kiện giảm được đáng kể tải trọng cho công trình, kể cả tải trọng đứng cũng như tải trọng ngang do lực quán tính.

Trong điều kiện nước ta hiện nay thì vật liệu BTCT hoặc thép là vật liệu đang được các nhà thiết kế sử dụng phổ biến trong các kết cấu nhà cao tầng.

2.2.1. Bê tông.

Bảng 2.1. Thông số về bê tông

Cấp độ bền	Thông số vật liệu	Kết cấu sử dụng
B25	$R_b = 14.5 \text{ MPa}$	Cầu thang
	$R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$	
	$E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPa}$	
	$\gamma = 2.5 \text{ T/m}^3$	
B30	$R_b = 17 \text{ MPa}$	Sàn
	$R_{bt} = 1.15 \text{ MPa}$	
	$E_b = 32 \times 10^3 \text{ MPa}$	
	$\gamma = 2.5 \text{ T/m}^3$	
B35	$R_b = 19.5 \text{ MPa}$	Đài móng, cột, vách, dầm
	$R_{bt} = 1.3 \text{ MPa}$	
	$E_b = 34.5 \times 10^3 \text{ MPa}$	
	$\gamma = 2.5 \text{ T/m}^3$	

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 ($d \geq 10$)	$R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 240 \text{ MPa}$ $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$	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 dung 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.

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

2.4.2. Các giả thiết dùng trong tính toán nhà cao tầng.

Kết cấu làm việc trong vùng đàn hồi tuyến tính, tức là các cấu kiện không bị phá hoại và ứng suất trong cấu kiện không vượt quá giới hạn đàn hồi. Do đó, việc phân tích nội lực và chuyển vị được thực hiện trong phạm vi ứng xử đàn hồi.

Hệ sàn bê tông cốt thép toàn khối được giả thiết là sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng, tức là không biến dạng trong mặt phẳng sàn, đảm bảo truyền tải trọng ngang đều đến các cột và vách theo tỷ lệ độ cứng của chúng. Nhờ giả thiết này, có thể bỏ qua chuyển vị tương đối giữa các điểm trên cùng một mặt sàn trong mô hình tính toán.

Liên kết giữa dầm – cột – sàn là liên kết cứng, đảm bảo các cấu kiện làm việc cùng nhau như một hệ khung không gian.

Móng cọc ép bê tông cốt thép đường kính 800mm được mô hình bằng liên kết đàn hồi tương đương – tiếp xúc với đất được lý tưởng hóa theo mô hình nền đàn hồi kiểu Winkler.

Mô hình tính toán sơ bộ được lý tưởng hóa dưới dạng khung phẳng theo hai phương chính để kiểm tra nội lực và chuyển vị sơ bộ; đồng thời, phân tích chính được thực hiện bằng phần mềm phần tử hữu hạn ETABS theo mô hình khung không gian 3D.

2.4.3. Tải trọng lên công trình.

2.4.3.1. Tải trọng thường xuyên.

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. Tải trọng tạm thời.

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 được xác định theo TCVN 2737 – 2023, dựa trên hình dạng, chiều cao và vị trí khu đất xây dựng.

2.4.3.4. Tải trọng động đất.

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

Gia tốc nền tại địa điểm xây dựng: theo TCVN 9386:2012, gia tốc nền tại Phường Hòa Hiệp Nam, Quận Liên Chiểu là $a_g = 0,06.g < 0,08g$ (trong đó g là gia tốc trọng trường). Do đó công trình không thuộc vùng động đất mạnh, không cần thiết kế kháng chấn.

2.4.3.5. Tổ hợp tải trọng.

Trong thiết kế kết cấu, để đảm bảo an toàn và độ bền cho công trình, các loại tải trọng cần được tổ hợp nhằm xác định nội lực bất lợi nhất xuất hiện trong cấu kiện. Tùy theo mục đích kiểm tra, ta áp dụng các tổ hợp tải trọng khác nhau theo hai trạng thái giới hạn:

Bảng 2.1. Bảng tổ hợp nội lực của tải trọng theo TCVN 2737:2023

DEAD	Trọng lượng bản thân các cấu kiện bê tông cốt thép
SDL	Tĩnh tải do gạch lát nền, vữa lót, vữa trát, trần treo
WALL	Tĩnh tải do tường gạch xây
LL1	Tải trọng tạm thời dài hạn, mục 5.4 (tải trọng vách ngăn tạm thời/ bê đỡ thiết bị; tải trọng thiết bị cố định bao gồm chất chứa trong nó; áp lực tồn tại sẵn trong kết cấu, co ngót và từ biến; tải trọng kệ đỡ và vật liệu chất kho; bụi và nước trên sàn; do tải trọng giảm của LL1,...
LL2	Tải trọng tạm thời ngắn hạn, mục 5.5 (tải trọng khởi động, di chuyển của máy móc bao gồm tải trọng nâng; trọng lượng của người/ động vật/ thiết bị/ phương tiện giao thông, tải trọng khí hậu,..)
WX	Hoạt tải gió theo phương X
WY	Hoạt tải gió theo phương Y
XCH	Tải trọng xe chữa cháy, mục 5.6

Bảng 2.4. Bảng tổ hợp nội lực của tải trọng tiêu chuẩn SLS - Serviceability Limit State

STT	COMB	DEAD	SDL	WALL	LL1	LL2	WX	WY	XCH
1	SLS1	1	1	1	1	1			
2	SLS2	1	1	1	1		1		
3	SLS3	1	1	1	1		-1		
4	SLS4	1	1	1	1			1	
5	SLS5	1	1	1	1			-1	
6	SLS6	1	1	1	1	1	0.9		
7	SLS7	1	1	1	1	1	-0.9		
8	SLS8	1	1	1	1	1		0.9	
9	SLS9	1	1	1	1	1		-0.9	
10	SLS10	1	1	1	1	0.9	1		
11	SLS11	1	1	1	1	0.9	-1		
12	SLS12	1	1	1	1	0.9		1	
13	SLS13	1	1	1	1	0.9		-1	
14	SLS14	1	1	1	1	0.5			1
15	SLS15	1	1	1	1		0.5		1
16	SLS16	1	1	1	1		-0.5		1
17	SLS17	1	1	1	1			0.5	1
18	SLS18	1	1	1	1			-0.5	1
19	SLS19	1	1	1	1	0.5	0.3		1
20	SLS20	1	1	1	1	0.5	-0.3		1
21	SLS21	1	1	1	1	0.5		0.3	1

22	SLS22	1	1	1	1	0.5		-0.3	1
23	SLS23	1	1	1	1	0.3	0.5		1
24	SLS24	1	1	1	1	0.3	-0.5		1
25	SLS25	1	1	1	1	0.3		0.5	1
26	SLS26	1	1	1	1	0.3		-0.5	1

Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn dùng để tính toán kết cấu theo TTGH II, gồm các nội dung sau:

Kiểm tra chuyển vị ngang tại đỉnh công trình (TCVN 5574-2018)

Kiểm tra chuyển vị lệch tầng của công trình (TCVN 5574-2018)

Kiểm tra độ võng và vết nứt của công trình (TCVN 5574-2018)

Kiểm tra nứt của kết cấu sàn và dầm (TCVN 5574-2018)

Bảng 2.5. Bảng tổ hợp nội lực của tải trọng tính toán ULS - Ultimate Limit State

STT	COMB	DEAD	SDL	WALL	LL1	LL2	WX	WY	XCH
1	ULS1	1.1	1.3	1.1	1.2	1.3			
2	ULS2	1.1	1.3	1.1	1.2		2.1		
3	ULS3	1.1	1.3	1.1	1.2		-2.1		
4	ULS4	1.1	1.3	1.1	1.2			2.1	
5	ULS5	1.1	1.3	1.1	1.2			-2.1	
6	ULS6	1.1	1.3	1.1	1.2	1.3	1.89		
7	ULS7	1.1	1.3	1.1	1.2	1.3	-1.89		
8	ULS8	1.1	1.3	1.1	1.2	1.3		1.89	
9	ULS9	1.1	1.3	1.1	1.2	1.3		-1.89	
10	ULS10	1.1	1.3	1.1	1.2	1.17	2.1		
11	ULS11	1.1	1.3	1.1	1.2	1.17	-2.1		

12	ULS12	1.1	1.3	1.1	1.2	1.17		2.1	
13	ULS13	1.1	1.3	1.1	1.2	1.17		-2.1	
14	ULS14	1.1	1.3	1.1	1.2	0.65			1.68
15	ULS15	1.1	1.3	1.1	1.2		1.05		1.68
16	ULS16	1.1	1.3	1.1	1.2		-1.05		1.68
17	ULS17	1.1	1.3	1.1	1.2			1.05	1.68
18	ULS18	1.1	1.3	1.1	1.2			-1.05	1.68
19	ULS19	1.1	1.3	1.1	1.2	0.65	0.63		1.68
20	ULS20	1.1	1.3	1.1	1.2	0.65	-0.63		1.68
21	ULS21	1.1	1.3	1.1	1.2	0.65		0.63	1.68
22	ULS22	1.1	1.3	1.1	1.2	0.65		-0.63	1.68
23	ULS23	1.1	1.3	1.1	1.2	0.39	1.05		1.68
24	ULS24	1.1	1.3	1.1	1.2	0.39	-1.05		1.68
25	ULS25	1.1	1.3	1.1	1.2	0.39		1.05	1.68
26	ULS26	1.1	1.3	1.1	1.2	0.39		-1.05	1.68

Tổ hợp tải trọng tính toán dùng để tính toán nội lực và cốt thép cho các phần tử kết cấu theo TTGH I.

Sức chịu tải của cọc khi có xét đến tải trọng gió được tính bằng 120% sức chịu tải thiết kế của cọc. (Mục 7.1.11 TCVN 10304:2014)

2.4.3.6. 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.

2.4.3.7. Lựa chọn công cụ tính toán.

Phần mềm ETABS tính nội lực cấu kiện đơn giản, xác định chuyển vị.

Phần mềm hỗ trợ tính toán kết cấu, triển khai bản vẽ DBIM, BIMSPEED.

Các phần mềm Microsoft Office.

2.5. Cơ sở lựa chọn sơ bộ tiết diện

2.5.1. Chọn chiều sơ bộ chiều dày bản sàn.

Lựa chọn chiều dày bản sàn theo công thức sau:

$$h_b = \frac{D}{m}l \quad (2.1)$$

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: $m = 30 \div 35$,

Với bản kê 4 cạnh: $m = 40 \div 45$,

Với bản console: $m = 10 \div 18$.

+ $D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc tải trọng, tải trọng lớn thì lấy D lớn.

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

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

Và thuận tiện cho thi công thì h_b nên chọn là bội số của 10mm.

Từ cơ sở đó cộng với việc sàn có công năng đặc biệt chịu các tải trọng tạm thời tương đối lớn (hành lang đại sảnh, hành lang 6 tháng máy, phòng hội họp, phòng làm việc, nhịp sàn lớn,...) ta chọn kích thước tiết diện cho sàn tầng điển hình như sau:

Chọn $h_b = 200$ (mm) cho các ô sàn sảnh, kho, hành lang, phòng làm việc.

Chọn $h_b = 250$ (mm) cho các ô sàn nằm tại không gian trò chơi.

2.5.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm

Căn cứ vào điều kiện kiến trúc, bước cột và công năng sử dụng của công trình mà chọn giải pháp dầm cho phù hợp. Dựa vào các công thức giả thiết tính toán sơ bộ xác định kích thước dầm như sau:

$$h_{dc} = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_n$$
$$h_{dp} = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{15} \right) L_n$$
$$b = (0,3 \div 0,5)h$$

Trong đó:

h_{dc} : chiều cao của dầm chính.

h_{dp} : chiều cao của dầm phụ.

l_n : chiều dài tính toán của nhịp dầm (quan niệm tính từ tâm cột đỡ dầm).

b : chiều rộng của dầm.

h : chiều cao của dầm.

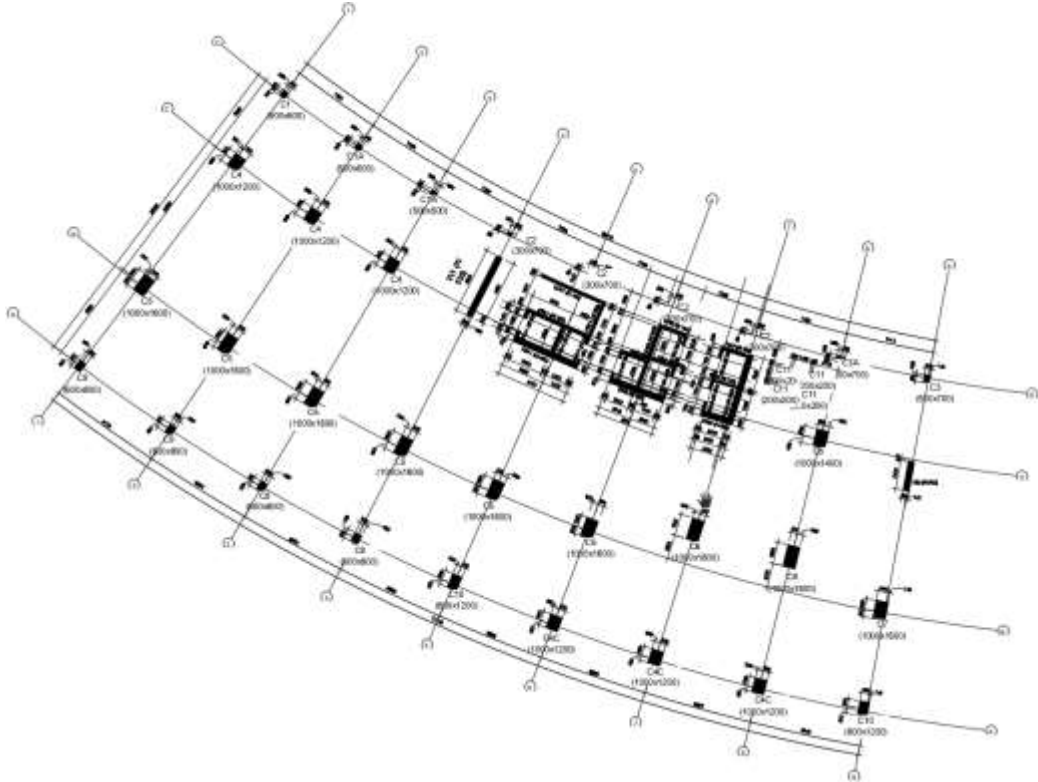
Kết hợp với kinh nghiệm và xem xét điều kiện tải trọng và chiều dài vượt nhịp của dầm.

Bảng 2.6. Bảng tính chọn sơ bộ kích thước dầm.

Tầng	Tên dầm	Loại dầm	Chiều dài nhịp	Chiều cao dầm (mm)		Chọn chiều cao dầm	Chọn bề rộng dầm	Bề rộng dầm (mm)	
			(mm)	Khoảng 1	Khoảng 2	(mm)	(mm)	Khoảng 1	Khoảng 2
1	1F-VB3A	Chính	8300	692	1038	1000	1000	300	500
	1F-VB3A	Chính	12850	1071	1606	1000	1000	300	500
	1F-VB3A	Chính	2000	167	250	1000	1000	300	500
2	2F-VB3	Chính	8300	692	1038	700	1000	210	350
	2F-VB3	Chính	12850	1071	1606	700	1000	210	350
	2F-VB3A	Chính	2000	167	250	500	500	150	250
3	3F-VB4A	Chính	8300	692	1038	700	1400	210	350
	3F-VB4A	Chính	12850	1071	1606	700	1400	210	350
	3F-VB4	Chính	2000	167	250	500	500	150	250
4	4F-VB3A	Phụ	2400	120	200	500	1400	150	250
	4F-VB3A	Chính	8300	692	1038	500	1400	150	250
	4F-VB3A	Chính	12850	1071	1606	700	1400	210	350
	4F-VB3	Chính	2000	167	250	500	500	150	250
5	5F-VB17	Phụ	2200	110	183	1000	200	300	500
	5F-VB5	Chính	12850	1071	1606	650	1400	195	325
	5F-VB12	Chính	2400	200	300	500	500	150	250
6	6F-VB9	Phụ	2200	110	183	1000	200	300	500
	6F-VB3	Chính	12850	1071	1606	650	1400	195	325
7	7F-VB10	Phụ	2200	110	183	1000	200	300	500
	7F-VB2	Chính	12850	1071	1606	650	1400	195	325
8 đến 13	MF-VB15	Phụ	2200	110	183	1000	200	300	500
	MF-VB3	Chính	12850	1071	1606	650	1400	195	325
14	14F-VB2	Chính	2200	183	275	1200	1000	360	600
15	15F-VB2	Chính	2200	183	275	650	600	195	325
TUM	TUM-VB3	Chính	2200	183	275	300	700	90	150

2.5.3. Chọn sơ bộ tiết diện cột, vách cứng.

Xác định tiết diện sơ bộ dựa trên cột có diện truyền tải sàn là lớn nhất của cột.



Hình 2.1. Mặt bằng định vị cột vách.

Khi chọn tiết kiện cột cần dựa trên yêu cầu độ ổn định và yêu cầu về khả năng chịu nén của cột.

Diện tích cột là A_0 xác định theo công thức sau:

$$A_0 = \frac{k_t \times N}{R_b}$$

Trong đó:

R_b là cường độ nén tính toán của bê tông. (Chọn sơ bộ bê tông B30)

N là lực nén tác dụng lên cột được tính gần đúng như sau: $N = n \cdot q \cdot S$ $N = n \times q \times S$

S là diện tích sàn truyền tải trọng lên cột đang xét.

q là tải trọng tương đương tính trên mỗi m^2 mặt sàn trong đó gồm tải trọng thường xuyên và tạm thời trên bản sàn, trọng lượng dầm, tường, cột đem tính ra phân bố đều trên sàn. Giá trị q được lấy theo kinh nghiệm thiết kế $q = 10$ đến 14 kN/m^2 .

k_t hệ số xét đến ảnh hưởng do mômen uốn, hàm lượng cốt thép, độ mảnh và trường hợp cột chịu tải trọng lệch tâm. Giá trị lấy từ $1,2 \div 1,5$.

Điều kiện độ mảnh cho phép của cột:

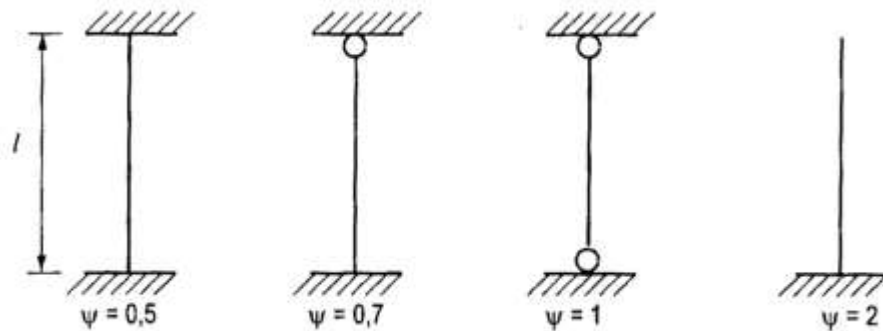
$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq [\lambda_{gh}]$$

Trong đó:

i bán kính quán tính của tiết diện.

l_0 chiều dài tính toán của cột ($l_0 = \psi \times l$ với l là chiều dài thực tế của cột)

ψ xác định như sau:



Khung nhiều tầng có liên kết cứng giữa dầm và cột có từ 3 nhịp (4 cột) trở lên hoặc có 2 nhịp mà tổng 2 nhịp lớn hơn $1/3$ chiều cao toàn khung.

Khi sàn toàn khối $\psi = 0.7$.

Khi sàn lắp ghép $\psi = 1$.

$[\lambda_{gh}]$ đối với cột nhà bằng 100.

Việc tính toán được thực hiện như trên lần được ta được tiết diện cột sơ bộ như sau:

Bảng 2.7. Sơ bộ tiết diện cột.

Tầng	Tên cột	Loại cột	k	S	n	Q	N	A	Chọn tiết diện	
				(m^2)		(KN/m^2)	(KN)	m^2	b (mm)	h (mm)
1	C2	Cột biên	1.3	676.9	16	12	129965	9.94	300	700
	C5	Cột trong nhà	1.2	3458.3	16	12	663994	46.87	1000	1600

	C9	Cột trong nhà	1.2	143	4	12	6864	0.48	600	800
2	C2	Cột biên	1.3	676.9	16	12	129965	9.94	300	700
	C5	Cột trong nhà	1.2	3458.3	16	12	663994	46.87	1000	1600
	C9	Cột trong nhà	1.2	143	4	12	6864	0.48	600	800
3	C2	Cột biên	1.3	676.9	16	12	129965	9.94	300	700
	C5	Cột trong nhà	1.2	3458.3	16	12	663994	46.87	1000	1600
	C9	Cột trong nhà	1.2	143	4	12	6864	0.48	600	800
4	C2	Cột biên	1.3	676.9	16	12	129965	9.94	300	700
	C5	Cột trong nhà	1.2	3458.3	16	12	663994	46.87	1000	1600
5	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1600
6	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1600
7	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
8	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
9	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
10	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
11	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
12	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
13	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
14	C5	Cột biên	1.3	3458.3	16	12	663994	50.78	1000	1400
	C14	Cột trong nhà	1.2	3458.3	16	12	663994	46.87	800	600
15	C9	Cột trong nhà	1.2	3458.3	16	12	663994	46.87	400	400

Bảng 2.8. Kiểm tra độ ổn định.

Tầng	Tên cột	Chọn tiết diện		A chọn (mm ²)	L (mm)	Lo (mm)	Độ mảnh	Kiểm tra
		b (mm)	h (mm)					
1	C2	300	700	210000	5000	3500	11.67	Thỏa
	C5	1000	1600	1600000	5000	3500	3.50	Thỏa
	C9	600	800	480000	5000	3500	5.83	Thỏa
2	C2	300	700	210000	4000	2800	9.33	Thỏa
	C5	1000	1600	1600000	4000	2800	2.80	Thỏa
	C9	600	800	480000	4000	2800	4.67	Thỏa
3	C2	300	700	210000	6000	4200	14.00	Thỏa
	C5	1000	1600	1600000	6000	4200	4.20	Thỏa
	C9	600	800	480000	6000	4200	7.00	Thỏa
4	C2	300	700	210000	3750	2625	8.75	Thỏa
	C5	1000	1600	1600000	3750	2625	2.63	Thỏa

5	C5	1000	1600	1600000	5250	3675	3.68	Thỏa
6	C5	1000	1600	1600000	3400	2380	2.38	Thỏa
7	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
8	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
9	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
10	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
11	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
12	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
13	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
14	C5	1000	1400	1400000	3400	2380	2.38	Thỏa
	C14	800	600	480000	3401	2381	2.98	Thỏa
15	C9	400	400	160000	3402	2381	5.95	Thỏa

Sơ bộ tiết diện vách cứng:

$$\delta \geq \begin{cases} 150(mm) \\ \frac{1}{20}Ht = \frac{1}{20} \times 5000 = 250(mm) \end{cases}$$

→ Chọn chiều dày vách $\delta = 500$ (mm).

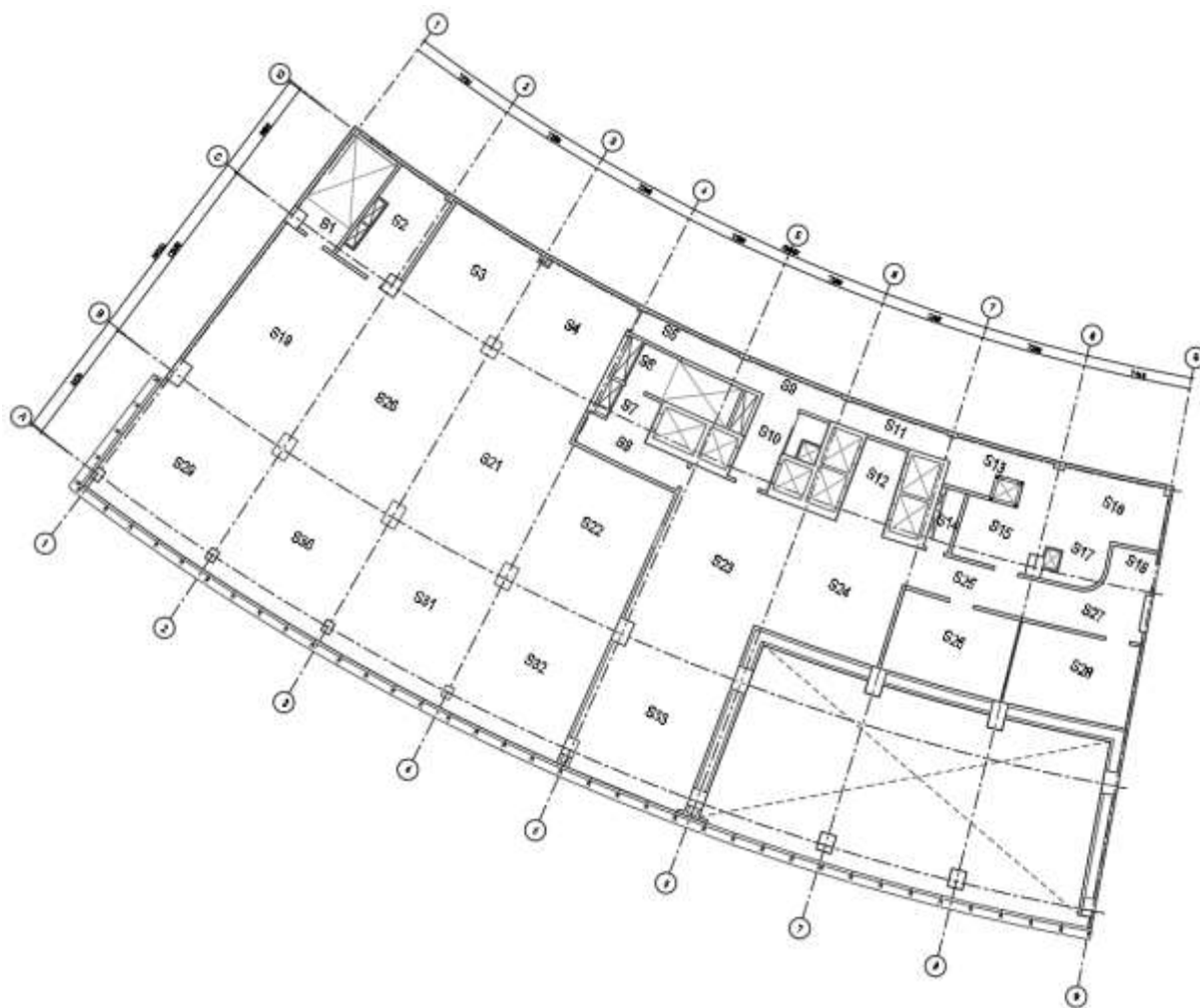
Kích thước vách W1(b x δ): 5500 x 500 (mm)

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ SÀN TẦNG 2

3.1.1. Số liệu tính toán.

Số liệu đầu vào cho việc tính toán cốt thép cho sàn tầng điển hình gồm có: Công năng của sàn, cấu tạo các lớp mặt sàn, thông số vật liệu bê tông cốt thép sàn.

3.2. Sơ đồ sàn tầng điển hình



Hình 3.1. Sơ đồ sàn tầng điển hình.

3.3. Chọn chiều dày bản sàn.

3.3.1. Quan niệm tính toán.

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

- Khi $\frac{l_2}{l_1} \geq 2$ - Bản chủ yếu làm việc theo phương cạnh bé: Bản loại dầm.

- Khi $\frac{l_2}{l_1} < 2$ - Bản làm việc theo cả hai phương: Bản kê bốn cạnh.

Trong đó: l_1 - kích thước theo phương cạnh ngắn.

l_2 - kích thước theo phương cạnh dài.

3.3.2. Chọn chiều dày bản sàn.

Chiều dày của bản được chọn theo công thức (2.1): $h_b = \frac{D}{m}l$

Trong đó: l_1 : kích thước theo phương cạnh ngắn.

l_2 : kích thước theo phương cạnh dài.

Bản loại dầm: $m = 30 \div 35$, bản kê 4 cạnh: $m = 40 \div 45$

Bản console: $m = 10 \div 18$.

$D = 0.8 \div 1.4$ phụ thuộc tải trọng, tải trọng lớn thì lấy D lớn.

$l = l_1$: kích thước cạnh ngắn (cạnh theo phương chịu lực); l_2 : kích thước cạnh dài.

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

Và thuận tiện cho thi công thì h_b nên chọn là bội số của 10mm.

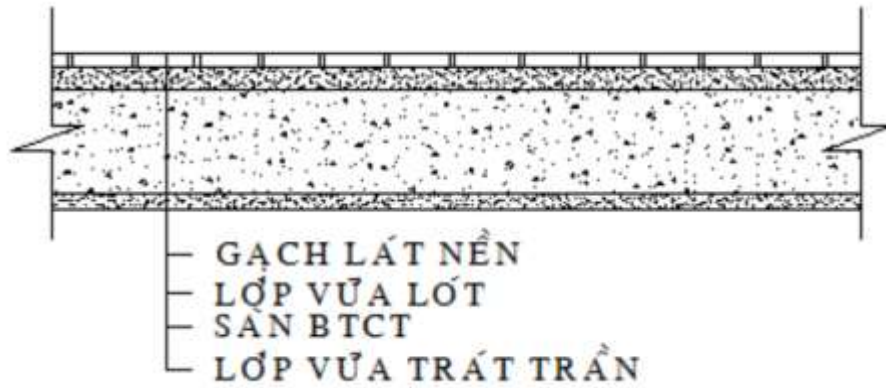
Bảng 3.1. Tổng hợp sơ bộ chiều dày ô sàn

Ô Sàn	kích thước		tỉ số k=12/11	loại bản		D	m		hs		Hs	Chọn Hs(mm)
	L1(mm)	L2(mm)		bản kê	bản dầm		m1	m2	hs1	hs2		
S1	1995	3990	2.00		X	1.2	40	45	59.85	53.20	60	200
S2	4110	7620	1.85	X		1.2	40	45	123.3	109.60	125	200
S3	6866	7620	1.11	X		1.2	40	45	205.98	183.09	210	250
S4	7070	7465	1.06	X		1.2	40	45	212.1	188.53	215	250
S5	2644	2952	1.12	X		1.2	40	45	79.32	70.51	80	200
S6	2552	3000	1.18	X		1.2	40	45	76.56	68.05	80	200
S7	2412	7738	3.21		X	1.2	40	45	72.36	64.32	80	200
S8	2020	7268	3.60		X	1.2	40	45	60.6	53.87	65	200
S9	2020	7268	3.60		X	1.2	40	45	60.6	53.87	65	200
S10	5086	5195	1.02	X		1.2	40	45	152.58	135.63	85	200
S11	2020	7268	3.60		X	1.2	40	45	60.6	53.87	65	200
S12	3232	5195	1.61	X		1.2	40	45	96.96	86.19	100	200

S13	3500	7268	2.08		X	1.2	40	45	105	93.33	110	200
S14	1996	4300	2.15		X	1.2	40	45	59.88	53.23	60	200
S15	4300	5378	1.25	X		1.2	40	45	129	114.67	130	200
S16	4473	7555	1.69	X		1.2	40	45	134.19	119.28	135	200
S17	3320	4480	1.35	X		1.2	40	45	99.6	88.53	100	200
S18	3315	3320	1.00	X		1.2	40	45	99.45	88.40	100	200
S19	7520	12237	1.63	X		1.2	40	45	225.6	200.53	230	250
S20	7268	12850	1.77	X		1.2	40	45	218.04	193.81	220	250
S21	7268	12850	1.77	X		1.2	40	45	218.04	193.81	220	250
S22	7738	9938	1.28	X		1.2	40	45	232.14	206.35	240	250
S23	8196	12132	1.48	X		1.2	40	45	245.88	218.56	250	250
S24	7695	8686	1.13	X		1.2	40	45	230.85	205.20	235	250
S25	2802	7268	2.59		X	1.2	40	45	84.06	74.72	85	200
S26	5752	7981	1.39	X		1.2	40	45	172.56	153.39	175	200
S27	2802	7555	2.70		X	1.2	40	45	84.06	74.72	85	200
S28	5752	8148	1.42	X		1.2	40	45	172.56	153.39	175	200
S29	7520	8300	1.10	X		1.2	40	45	225.6	200.53	230	250
S30	7268	8300	1.14	X		1.2	40	45	218.04	193.81	220	250
S31	7268	8300	1.14	X		1.2	40	45	218.04	193.81	220	250
S32	7268	8300	1.14	X		1.2	40	45	218.04	193.81	220	250
S33	7268	8300	1.14	X		1.2	40	45	218.04	193.81	220	250

3.4. Xác định tải trọng tác dụng lên ô sàn.

3.4.1. Cấu tạo các lớp mặt sàn.



Hình 3.1. Các lớp cấu tạo sàn.

3.4.2. Tính tải.

3.4.2.1. 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

3.4.2.2. Tính tải bản thân hoàn thiện sàn.

Bảng 3.2. Tính tải hoàn thiện sàn tầng 2

Khu vực sàn	Các lớp cấu tạo	Chiều dày (mm)	g (kN/m ³)	TTTC (kN/m ²)	Hệ số vượt tải	TTHT (kN/m ²)
Sàn tầng 2	Gạch lát sàn Ceramic	15	22	0.33	1.1	0.36
	Lớp vữa lót	40	18	0.72	1.3	0.94
	Bản BTCT dày 200	200	25	5	1.1	5.5
	Trần treo + MEP			0.3	1.3	0.39
	Tổng tải trọng				6.35	1.25

Sàn tầng 2	Gạch lát sàn Ceramic	15	22	0.33	1.1	0.36
	Lớp vữa lót	40	18	0.72	1.3	0.94
	Bản BTCT dày 250	250	25	6.25	1.1	6.88
	Trần treo + MEP			0.3	1.3	0.39
	Tổng tải trọng			7.6	1.25	9.5

3.4.2.3. Tải trọng tường trên sàn tầng điển hình

Trong mô hình ETABS, thay vì phân bố tải trọng tường ngăn và tường bao che đều lên sàn như phương pháp thủ công truyền thống, tải trọng do tường được gán trực tiếp thông qua các dầm loại “None” hoặc dầm có kích thước nhỏ (1mmx1mm). Các dầm này không tham gia chịu lực nhưng vẫn truyền tải trọng đứng xuống các phần tử chịu lực bên dưới như sàn và dầm chính.

Tường tầng 2 ($h^t=4m$) xây gạch ống dày 100 mm và 200 mm.

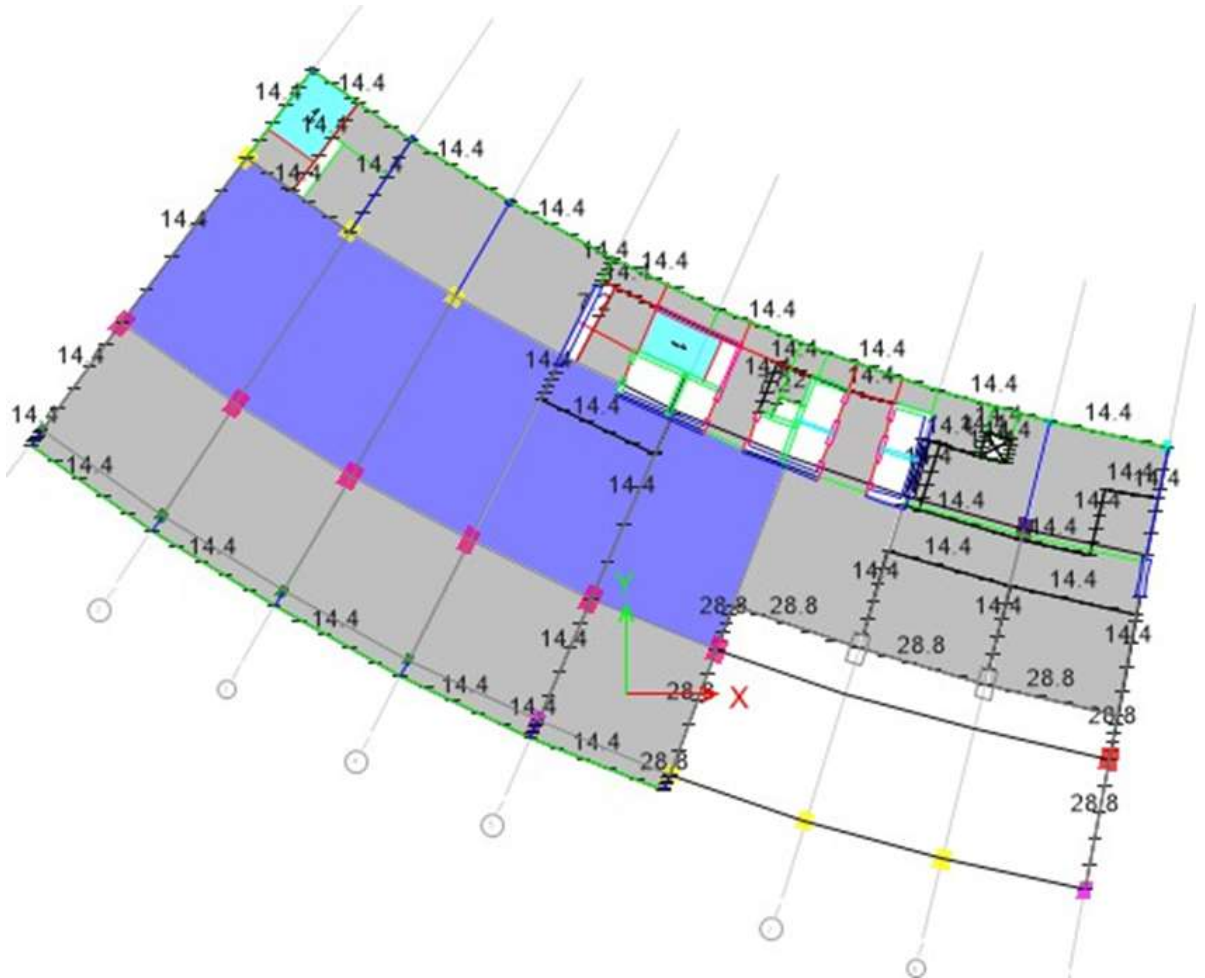
Bảng 3.4. Bảng phân loại tường

STT	Loại tường	gtc (kN/m ²)
1	Tường gạch ống dày 100mm	1.8
2	Tường gạch ống dày 200mm	3.6
3	Vách ngăn nhẹ + khung xương	0.75

Bảng 3.5. Tĩnh tải tác dụng lên tường

Tầng	Chiều cao tầng	qt (kN/m)		
	ht	Tường gạch ống dày 100mm	Tường gạch ống dày 200mm	Vách ngăn nhẹ + khung xương
	m			
TUM	2.8	10.08	20.16	2.1
15F	5.1	18.36	36.72	3.825
14F	3.4	12.24	24.48	2.55
13F	3.4	12.24	24.48	2.55
12F	3.4	12.24	24.48	2.55
11F	3.4	12.24	24.48	2.55
10F	3.4	12.24	24.48	2.55
9F	3.4	12.24	24.48	2.55

8F	3.4	12.24	24.48	2.55
7F	3.4	12.24	24.48	2.55
6F	3.4	12.24	24.48	2.55
5F	5.25	18.9	37.8	3.9375
4F	3.75	13.5	27	2.8125
3F	6	21.6	43.2	4.5
2F	4	14.4	28.8	3
1F	5	18	36	3.75



Hình 3.3. Tải trọng tường tác dụng lên sàn tầng 2.

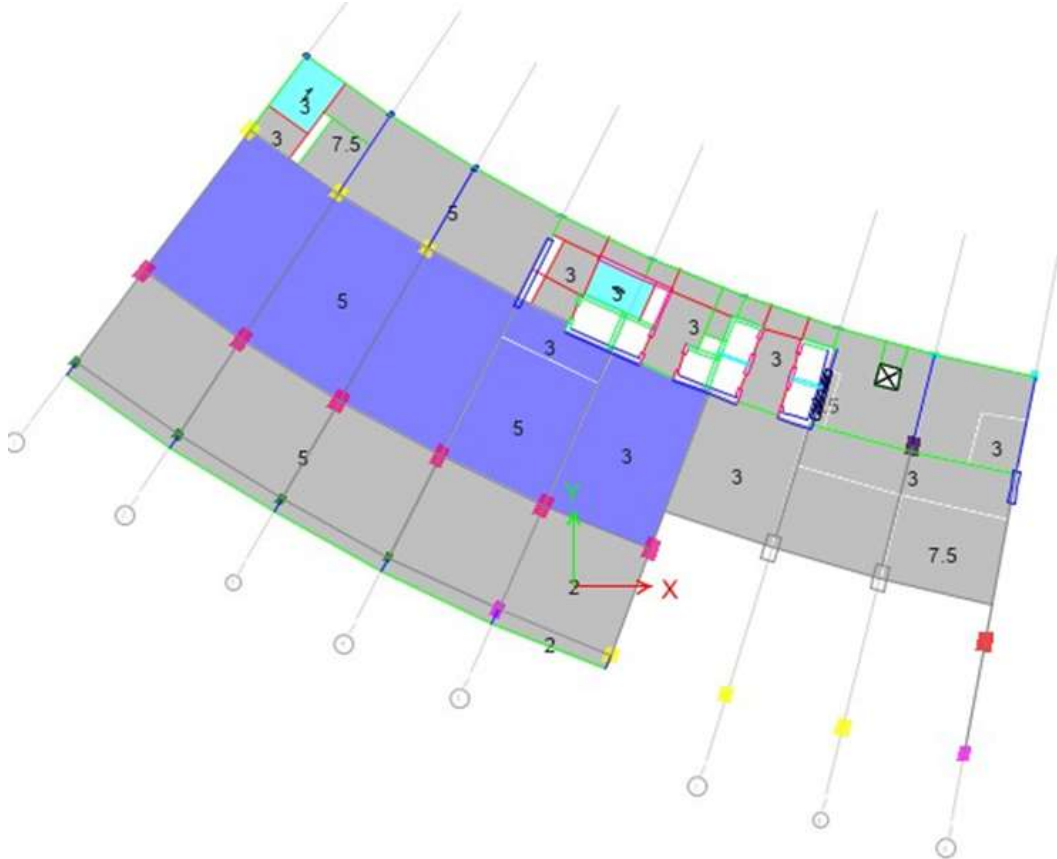
3.4.3. Hoạt tải.

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. Hoạt tải sử dụng sàn tầng 2

Ô sàn	Chức năng ô sàn	Ptc (kN/m ²)
S1	Cầu thang bộ	3
S2	Phòng thang máy	7.5
S3	Không gian trò chơi	5
S4	Không gian trò chơi	5
S5	Sảnh	3
S6	Sảnh	3
S7	Sảnh	3
S8	Sảnh	3
S9	Sảnh	3
S10	Sảnh	3
S11	Sảnh	3
S12	Sảnh	3
S13	Phòng thang máy	7.5
S14	Phòng thang máy	7.5
S15	Phòng thang máy	7.5
S16	Kho	3
S17	Kho	3
S18	Hành lang	3
S19	Không gian trò chơi	5
S20	Không gian trò chơi	5
S21	Không gian trò chơi	5
S22	Không gian trò chơi	5
S23	Sảnh	3
S24	Sảnh	3
S25	Sảnh	7.5
S26	Kho	3
S27	Sảnh	7.5
S28	Kho	3
S29	Không gian trò chơi	5
S30	Không gian trò chơi	5

S31	Không gian trò chơi	5
S32	Không gian trò chơi	5
S33	Sảnh	2



Hình 3.4. Gán giá trị hoạt tải theo công năng từng ô sàn trong phần mềm Etabs.

3.5. Xác định nội lực

Nội lực trong sàn được xác định theo sơ đồ ĐÀN HỒI, Với hệ lưới dầm đã được bố trí, mặt bằng sàn được chia thành các ô sàn riêng biệt. Trong tính toán, ta giả thiết các ô sàn làm việc độc lập với nhau, tức là tải trọng tác dụng lên một ô sàn không ảnh hưởng đến các ô sàn lân cận.

Mặc dù giả thiết này không hoàn toàn phản ánh đúng thực tế làm việc của kết cấu (do giữa các ô sàn vẫn có mối liên kết thông qua hệ dầm), nhưng được chấp nhận và sử dụng rộng rãi vì giúp đơn giản hóa quá trình tính toán.

Do đó, trong phạm vi đồ án này, từng ô sàn sẽ được xem xét và tính toán riêng biệt, trên cơ sở giả thiết làm việc độc lập.

Quan niệm liên kết giữa sàn và dầm, liên kết giữa sàn và dầm có ảnh hưởng đáng kể đến việc phân bố nội lực trong sàn, từ đó ảnh hưởng đến kết quả tính toán và bố trí cốt thép. Trên thực tế, liên kết giữa sàn và dầm là liên kết có độ cứng hữu hạn, tức là không hoàn toàn là khớp (độ cứng bằng 0) cũng không phải ngàm tuyệt đối (độ cứng vô hạn). Tuy nhiên, để đơn giản hóa quá trình tính toán, có thể áp dụng một số quan niệm gần đúng như sau:

Quan niệm 1:

- Nếu sàn liên kết với dầm biên, giả thiết là liên kết khớp.
- Nếu sàn liên kết với dầm giữa, giả thiết là liên kết ngàm.
- Nếu dưới sàn không có dầm, giả thiết là liên kết tự do.

Quan niệm 2:

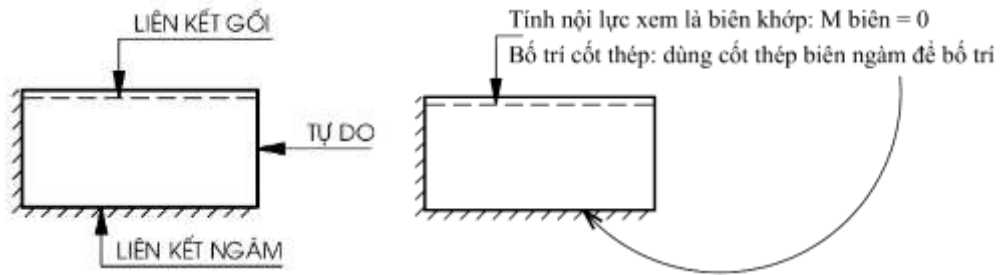
- Nếu dầm biên là dầm khung, giả thiết là liên kết ngàm.
- Nếu là dầm phụ, giả thiết là khớp.
- Các dầm giữa vẫn giả thiết là ngàm.

Quan niệm 3 (phổ biến hơn trong phân tích chính xác):

- Tính chất liên kết phụ thuộc vào tỷ số độ cứng giữa sàn và dầm biên.
- Nếu dầm biên đủ cứng, xem là liên kết ngàm.
- Nếu dầm biên yếu, xem là liên kết khớp.

Do các giả thiết trên chỉ là gần đúng, khi cần phân tích nội lực chính xác, nên sử dụng mô hình tính có xét đến cả sàn và dầm trong hệ thống kết cấu.

Trong phạm vi đồ án này, để đảm bảo an toàn khi thiết kế, liên kết giữa sàn và dầm biên được giả thiết là khớp khi tính nội lực trong ô sàn, còn dầm giữa sẽ là liên kết ngàm. Tuy nhiên, khi bố trí cốt thép tại mép biên, vẫn sử dụng thép tương ứng với liên kết ngàm đối diện để đảm bảo cấu tạo và khả năng chịu lực.



Hình 3.5. Sơ đồ tính và quan niệm tính toán nội lực bản sàn.

3.5.1. Xác định nội lực bản dầm:

Đối với sàn bản dầm ta chia mặt sàn thành các dải bản rộng 1m, cắt theo phương cạnh ngắn của ô sàn (tức là vuông góc với cạnh dài). Mỗi dải bản này được xem như một dầm có chiều rộng 1m, làm việc độc lập và chịu tải trọng phân bố đều.

Tải trọng phân bố đều tác dụng lên dầm là: $q = (p + g) \times 1 (\text{kN/m})$

Trong đó:

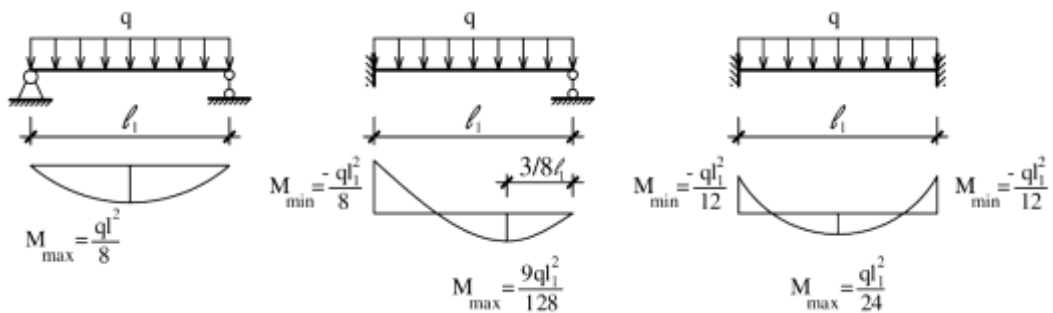
p : tải trọng tạm thời phân bố đều (kN/m^2)

g : tải trọng tĩnh (bao gồm trọng lượng bản, lớp hoàn thiện, trát, lát...) (kN/m^2)

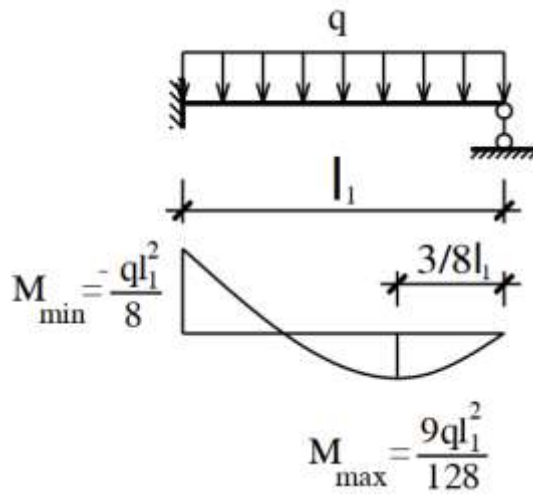
Do bề rộng dải bản là 1m nên tải trọng theo phương dầm là q (kN/m).

Sơ đồ tính phụ thuộc vào điều kiện liên kết của cạnh sàn

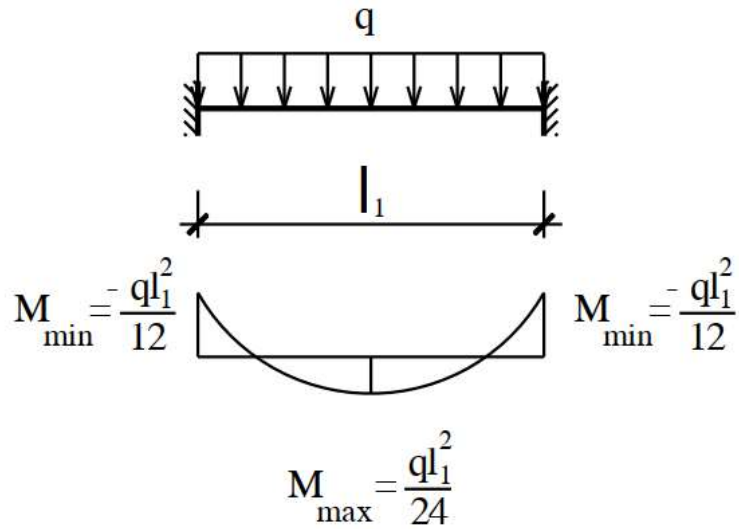
Tuỳ vào liên kết của cạnh bản với dầm xung quanh mà ta có thể áp dụng một trong ba sơ đồ tính cơ bản sau:



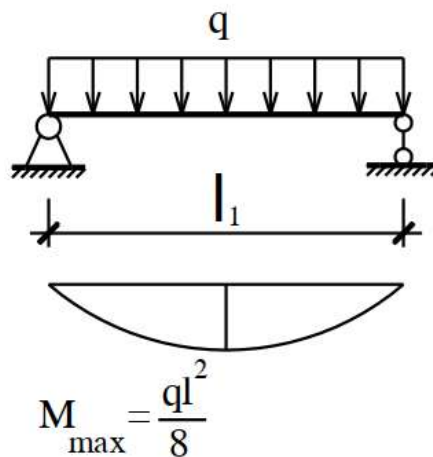
Hình 3.6. Các sơ đồ để tính toán nội lực cho trường hợp sàn bản dầm.



Hình 3.7. Sơ đồ tính toán cho ô sàn S11, S13, S27



Hình 3.8. Sơ đồ tính toán cho ô sàn S1, S7, S8, S14



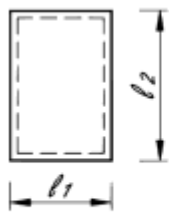
Hình 3.9. Sơ đồ tính toán cho ô sàn S9, S25

Bảng 3.7. Nội lực tác dụng lên các ô sàn trong trường hợp bản dầm

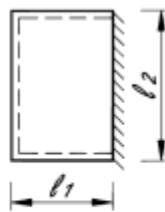
Ô sàn	q	l	Mmin	Mmax
S1	15.89	2.00	5.2719	2.6359
S7	14.81	2.41	10.772	3.5905
S8	17.23	2.02	5.8589	2.9294
S9	15.79	2.02	0	8.0512
S11	15.79	2.02	8.0512	4.5288
S13	20.71	3.50	31.707	17.835
S14	24.09	2.00	7.9964	3.9982
S25	22.77	2.80	0	22.345
S27	21.76	2.80	21.355	12.012

3.5.2. Xác định nội lực kê 4 cạnh:

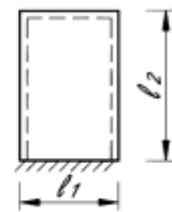
Dựa vào liên kết cạnh bản ta có 9 sơ đồ:



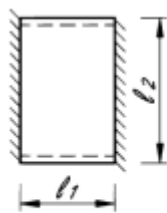
Sơ đồ 1



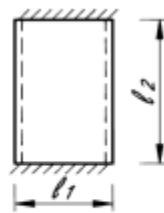
Sơ đồ 2



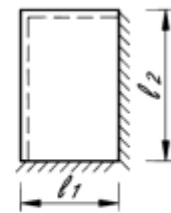
Sơ đồ 3



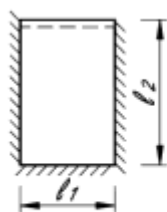
Sơ đồ 4



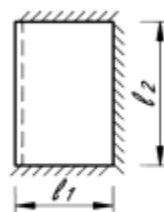
Sơ đồ 5



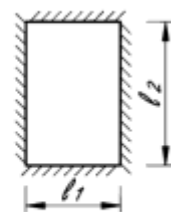
Sơ đồ 6



Sơ đồ 7



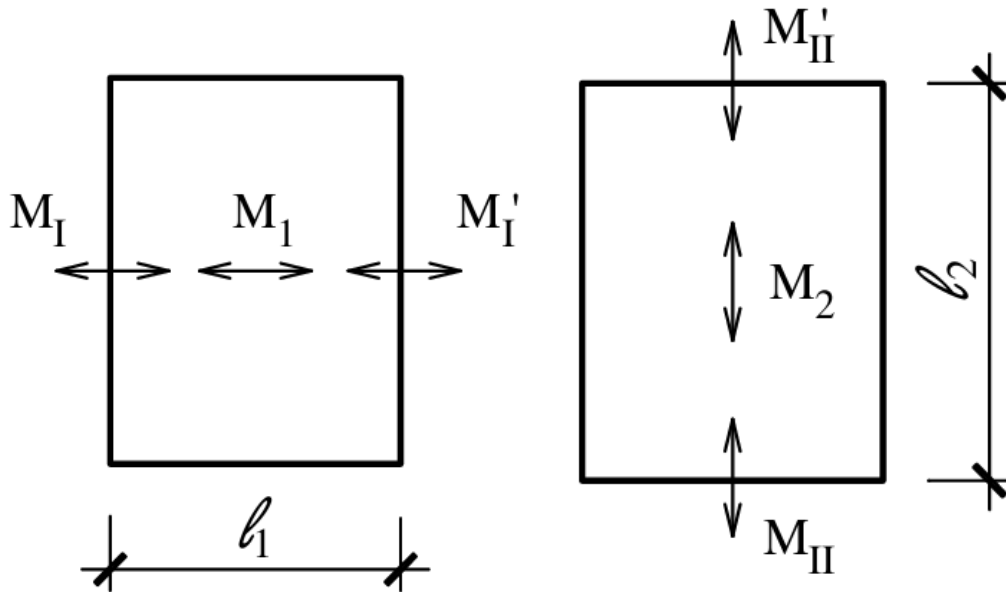
Sơ đồ 8



Sơ đồ 9

Hình 3.10. Các sơ đồ liên kết của sàn bản kê 4 cạnh.

Xét từng ô bản ta có 6 giá trị moment.



Hình 3.11. Kí hiệu các giá trị moment của sàn bản kê 4 cạnh.

Mô men uốn được tính theo các công thức sau:

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

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

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

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

Trong đó:

l_1 : chiều cạnh ngắn của ô sàn (m)

l_2 : chiều cạnh dài của ô sàn (m)

$\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$: hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 4 biên của bản và tỷ số hình học l_1/l_2 . Các hệ số này được xác định bằng cách tra bảng hệ số moment theo TCVN.

Lưu ý khi tra hệ số:

Nếu tỷ số l_1/l_2 không tròn (không nằm trong bảng), cần nội suy tuyến tính để xác định giá trị chính xác của hệ số a, ba, ba, b.

Mô men $M_I' = 0$ nếu cạnh biên liên kết khớp, $M_I' = M_I$ nếu cạnh biên liên kết ngàm.

Tương tự, $M_{II}' = 0$ (khớp), $M_{II}' = M_{II}$ (ngàm).

Ghi chú: Việc lựa chọn đúng điều kiện liên kết (khớp hoặc ngàm) và tra hệ số phù hợp là rất quan trọng để xác định nội lực chính xác, từ đó bố trí cốt thép hợp lý và đảm bảo an toàn cho công trình.

Bảng 3.8. Nội lực tác dụng lên các ô sàn trong trường hợp bản kê 4 cạnh

Ô sàn	L1	L2	L2/L1	q kNn/m ²	a1	a2	b1	b2	M1 kNm	M2 kNm	MI kNm	MII kNm
S2	4.11	7.62	1.85	22.96	0.021	0.013	0.047	0.03	1.98	9.35	33.80	21.57
S3	6.87	7.62	1.11	17.01	0.021	0.013	0.047	0.03	2.45	11.57	41.82	26.69
S4	7.07	7.465	1.06	17.20	0.021	0.013	0.047	0.03	2.55	11.80	42.66	27.23
S5	2.64	2.952	1.12	21.94	0.021	0.013	0.047	0.03	1.22	2.23	8.05	5.14
S6	2.55	3	1.18	17.19	0.021	0.013	0.047	0.03	0.92	1.71	6.18	3.95
S10	5.09	5.195	1.02	15.90	0.021	0.013	0.047	0.03	1.70	5.46	19.75	12.61
S12	3.23	5.195	1.61	19.72	0.021	0.013	0.047	0.03	1.34	4.30	15.56	9.93
S15	4.3	5.378	1.25	19.23	0.021	0.013	0.047	0.03	1.74	5.78	20.90	13.34
S16	4.47	7.555	1.69	14.42	0.021	0.013	0.047	0.03	1.35	6.34	22.91	14.62
S17	3.32	4.48	1.35	16.07	0.021	0.013	0.047	0.03	1.12	3.11	11.24	7.17
S18	3.32	3.32	1.00	16.21	0.021	0.013	0.047	0.03	1.13	2.32	8.38	5.35
S19	7.52	12.24	1.63	15.30	0.021	0.013	0.047	0.03	2.42	18.30	66.17	42.24
S20	7.27	12.85	1.77	14.50	0.021	0.013	0.047	0.03	2.21	17.60	63.65	40.63
S21	7.27	12.85	1.77	14.75	0.021	0.013	0.047	0.03	2.25	17.91	64.76	41.33
S22	7.74	9.938	1.28	16.52	0.021	0.013	0.047	0.03	2.68	16.52	59.71	38.11
S23	8.2	12.13	1.48	14.43	0.021	0.013	0.047	0.03	2.48	18.65	67.44	43.05
S24	7.7	8.686	1.13	13.34	0.021	0.013	0.047	0.03	2.16	11.59	41.91	26.75
S26	5.75	7.268	1.39	13.71	0.021	0.013	0.047	0.03	1.66	7.45	26.95	17.20
S28	5.75	7.414	1.42	16.60	0.021	0.013	0.047	0.03	2.00	9.20	33.26	21.23
S29	7.52	8.3	1.10	14.50	0.021	0.013	0.047	0.03	2.29	11.77	42.54	27.15
S30	7.27	8.3	1.14	14.50	0.021	0.013	0.047	0.03	2.21	11.37	41.11	26.24
S31	7.27	8.3	1.14	14.50	0.021	0.013	0.047	0.03	2.21	11.37	41.11	26.24
S32	7.27	8.3	1.14	14.50	0.021	0.013	0.047	0.03	2.21	11.37	41.11	26.24
S33	7.27	8.3	1.14	14.19	0.021	0.013	0.047	0.03	2.17	11.13	40.25	25.69

3.6. Tính toán cốt thép.

Tính như cầu kiện chịu uốn có tiết diện hình chữ nhật với bề rộng $b = 1\text{m}$, chiều cao $h = h_b$.

Bảng 3.9. Bảng thông số vật liệu 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 ($d \geq 10$)	$R_s = R_{sc} = 350 \text{ MPa}$ $R_{sw} = 240 \text{ MPa}$ $E_s = 20 \times 10^4 \text{ MPa}$	Cốt thép dọc kết cấu các loại có $\varnothing \geq 10 \text{ mm}$
----------------------------	--	--

Xác định: $\alpha_M = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2}$ với điều kiện $\alpha_M \leq \alpha_R$

Trong đó:

Giá trị α_R là giá trị tra bảng phụ thuộc vào vật liệu bê tông và cốt thép dùng cho sàn.
Trong đồ án này sử dụng bê tông B35 và cốt thép CB400V cho sàn $\Rightarrow \alpha_R = 0,251$.

Nếu $\alpha_M > \alpha_R$: tăng chiều dày hoặc tăng cấp bền bê tông.

R_b : cường độ chịu nén của bê tông, tra Phụ lục của giáo trình KCBTCT, phụ thuộc cấp bền bê tông, đối với B35 có giá trị bằng 19,5 MPa.

h_0 : chiều cao tính toán của tiết diện (mm). $h_0 = h - a$.

Sau khi có giá trị α_M thoả mãn $\alpha_M \leq \alpha_R$:

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times \alpha_M}}{2}$$

$$\Rightarrow A_s^{TT} = \frac{M}{\zeta \times R_s \times h_0}$$

Trong đó:

R_s : cường độ chịu kéo của cốt thép, đối với cốt thép CB240V có giá trị bằng 210 MPa.

h_0 : chiều cao tính toán của tiết diện (mm). $h_0 = h - a$.

Diện tích cốt thép A_s^{TT} được xác định ở trên xem như bố trí cho 1 m chiều dài bản.
Khi thiết kế cốt thép sàn ta thường chọn đường kính và tính toán khoảng cách các thanh thép. Chọn đường kính thép: chọn $\varnothing 6; 8; 10; \dots$ đồng thời thoả mãn điều kiện $\varnothing \leq h/10$.

$$\text{Từ công thức: } \frac{A_s^{TT}}{1000 \text{ mm}} = \frac{a_s}{s^{TT}} \Rightarrow s^{TT} = \frac{a_s \times 1000}{A_s^{TT}}$$

Trong đó:

a_s : diện tích 1 thanh thép (mm^2)

s^{TT} : khoảng cách cốt thép theo tính toán (mm)

Tính toán hàm lượng cốt thép: $\mu\% = \frac{A_s^{TT}}{1000 \times h_0} \times 100\%$

Trong sàn $\mu = 0,3\% \div 0,9\%$ là khoảng hợp lý và $\mu > \mu_{\min} = 0,05\%$ (thường lấy $\mu_{\min} = 0,01\%$)

Việc bố trí cốt thép cần phối hợp giữa các ô sàn để khắc phục ngược chiều của phương pháp tính khi thực tế các ô sàn làm việc phối hợp với nhau.

Toàn bộ bảng tính toán cốt thép sàn được tổng hợp ở **Phụ lục A**.

3.7. Các yêu cầu chọn và bố trí cốt thép sàn.

3.7.1. Khoảng cách lớp bảo vệ.

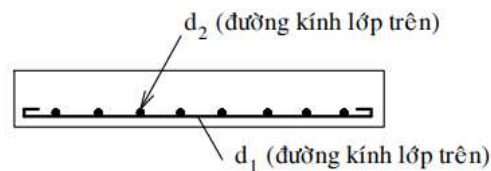
a_{bv} = khoảng cách từ mép BT đến đáy cốt thép.

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

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

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

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



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

3.7.2. Khoảng hở cốt thép.

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

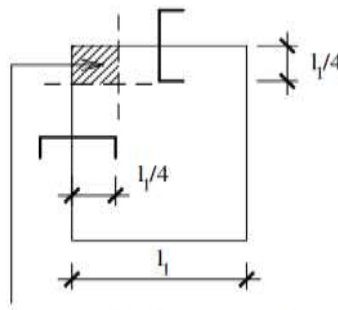
Khi chiều dày bản $h \geq 80 \text{ mm}$ nên dùng các thanh thép uốn đặt xen kẽ nhau, điểm uốn cách mép gối $= l/6$, góc uốn $= 30^\circ$ khi $h \leq 100 \text{ mm}$, góc uốn $= 45^\circ$ khi $h > 100 \text{ mm}$. Số thép sau khi uốn được neo vào gối $\geq 1/3 A_s$ giữa nhịp và không ít hơn 3 thanh/1m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

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

Cốt phân bố có tác dụng :

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

3.7.3. Chiều dài thép mũ.



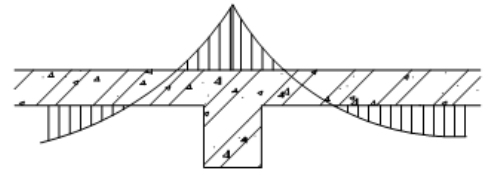
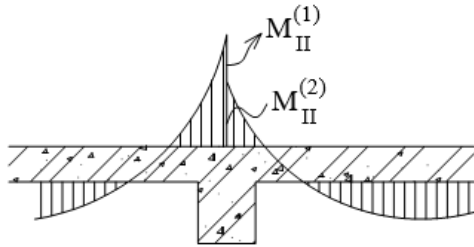
Tại vùng giao nhau để tiết kiệm có thể đặt 50% A_s của mỗi phương nhưng không ít hơn 3 thanh/1m dài (để an toàn thì không áp dụng).

3.7.4. Phối hợp cốt thép.

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

Biểu đồ momen 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 Phụ lục bảng 1,2.

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ CẦU THANG BỘ TẦNG 2 – TẦNG 3

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

Về mặt kết cấu, cầu thang phải đáp ứng được yêu cầu về độ bền, độ ổn định, khả năng chống cháy và chống rung động. Về mặt kiến trúc, cầu thang phải đảm bảo được yêu cầu thẩm mỹ cho công trình.

4.1. Cấu tạo cầu thang tầng điển hình.

Cầu thang tầng điển hình là cầu thang dạng bản hai vế với cấu tạo như sau:

Số bậc thang gồm 20 bậc, mỗi vế 10 bậc.

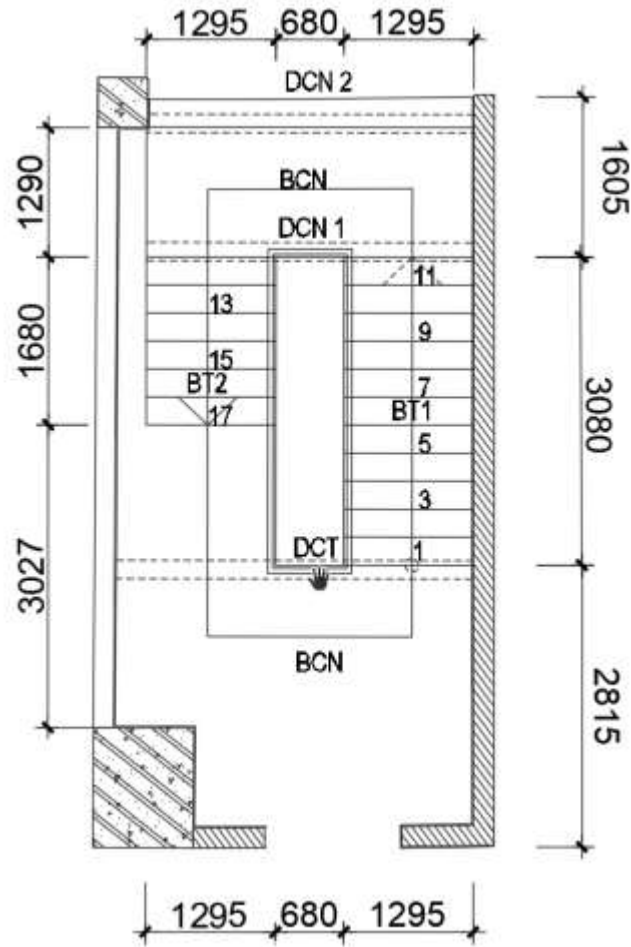
- Kích thước hình học của cầu thang bộ:

- Chiều cao tầng: $ht = 4000$ (mm)
- Bề rộng vế thang 1: $B = 1295$ (mm)
- Bề rộng vế thang 2: $B = 1295$ (mm)
- Chiều dài bản thang trên mặt bằng: $L1 = 1.295$ (mm)
- Khoảng hở 2 vế cầu thang: $t = 680$ (mm)
- Bề rộng bậc thang: $lb = 280$ (mm)
- Chiều cao bậc thang: $hb = 180$ (mm)
- Số bậc thang 17 bậc, vế thang 1 có 11 bậc và vế thang 2 có 6 bậc.
- Góc nghiêng $A = 32$ độ

4.2. Tính toán cầu thang tầng điển hình.

4.2.1. Mặt bằng cầu thang.

- Công trình được bố trí 02 thang bộ như bản vẽ kiến trúc. Chiều cao cầu thang từ tầng 2 đến tầng 3 là 4 m và có 17 bậc thang (250×160) mm.



Hình 4.1. Mặt bằng cầu thang tầng điển hình.

4.2.2. Xác định tải trọng và tính toán cốt thép.

4.2.2.1. Bản thang.

- Bản thang kê lên 2 đầu dầm, dọc theo phương cạnh dài của bản thang.

- Cắt 1 dài bản với bề rộng 1m theo phương cạnh dài của bản.

- Sơ bộ chiều dày bản theo công thức: $h_{bmin} = \frac{D}{m} \times l$

- Trong đó:

+ $D = 0,8 \div 1,4$ phụ thuộc tải trọng, chọn $D=1$.

+ m - Hệ số phụ thuộc loại bản, chọn $m=35$.

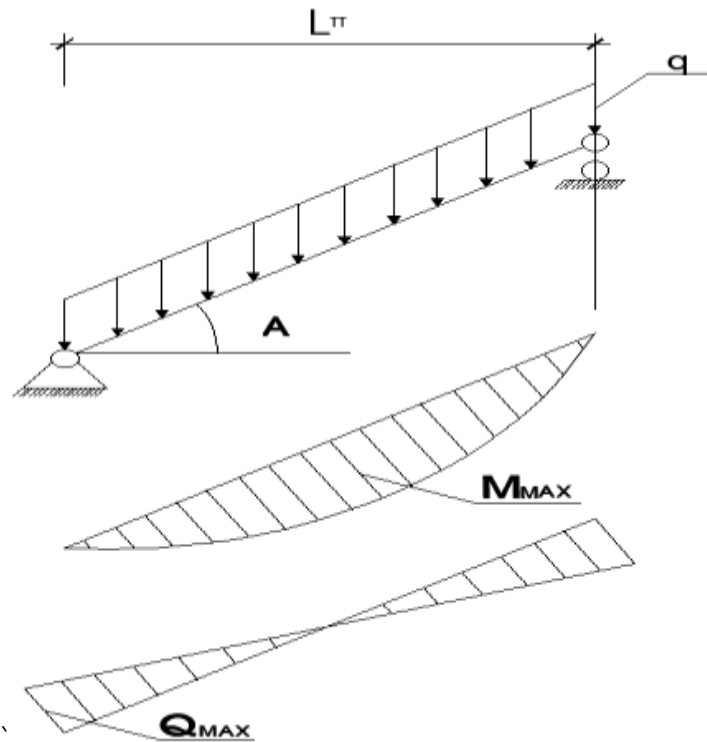
+ $l=L1$ - Kích thước cạnh ngắn của bản.

Ta có: $h_{bmin} = \frac{D}{m} \times l = \frac{1}{35} \times 1,295 = 0,037(m) = 37(mm)$.

Chọn chiều dày của bản thỏa mãn $h_b \geq h_{bmin}$.

Chọn chiều dày bản là 120 (mm).

- Sơ đồ tính toán:



• Tính tải:

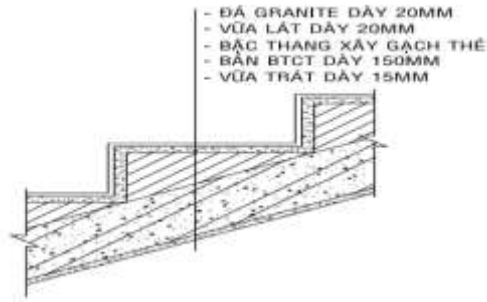
- Tính tải bản thang nghiêng: $g_{bt} = \sum_i^n \gamma_i \delta_i \gamma_f$ (kN/m^2)

- Trong đó:

+ γ_i là trọng lượng riêng lớp thứ i .

+ δ_i là chiều dày tương đương của lớp thứ i .

+ γ_f là hệ số vượt tải của lớp thứ i .



Hình 4.2. Chi tiết cấu tạo bản thang.

Bảng 4.1. Tĩnh tải bản chiếu nghỉ.

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp (mm)	g (kN/m ³)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (kN/m ²)
Lát đá Granite	20	20	1.1	0.44
Vữa xi măng M100#	20	18	1.3	0.468
Bậc gạch	100	18	1.1	1.98
Vữa lót	20	18	1.3	0.468
Bản BTCT	120	25	1.1	3.3
Vữa trát trần	20	18	1.3	0.468
Tổng tĩnh tải thang				7.124

- Hoạt tải:

Hoạt tải lấy theo TCVN 2737-2023 cho cầu thang là $p^{tc} = 3 \text{ kN/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,2.

⇒ Hoạt tải tác dụng lên 1m chiều rộng bản thang:

$$P^{tt} = n \cdot p^{tc} \cdot 1 = 1,2 \cdot 3 = 3,6 \text{ (kN/m)}$$

- Tổng tải trọng tác dụng lên bản thang:

$$q = g_{bt} + p^{tt} = 7,124 + 3,6 = 10,724 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$$

- Tải trọng vuông góc với bản thang:

$$q_b = q \times \cos A = q \times \frac{l_2}{\sqrt{l_1^2 + h_{t/2}^2}} = 10,724 \times \frac{3,080}{\sqrt{3,080^2 + (4,000/2)^2}} = 8,994 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$$

- Nhip tính toán của bản thang

$$L_{tt} = \sqrt{l_1^2 + h_{t/2}^2} = \sqrt{3080^2 + (4000/2)^2} = 3672,4 \text{ (mm)}$$

Nội lực bản thang:

Moment:

$$M = \frac{q_b \times L_{tt}^2}{8} = \frac{8,994 \times 3672,4^2}{8} \times 10^{-6} = 15,16 \text{ (kN.m)}$$

Lực cắt:

$$Q = \frac{q_b \times L_{tt}}{2} = \frac{8,994 \times 3672,4}{2} \times 10^{-3} = 16,151 \text{ (kN.m)}$$

Tính toán cốt thép của bản thang:

Chọn lớp bê tông bảo vệ: $a_{bv} = 20 \text{ (mm)} \rightarrow h_0 = 100 \text{ (mm)}$

Ta có: Vật liệu bê tông B30 có $R_b = 14,5 \text{ (Mpa)}$ và $\alpha_R = 0,429$

Vật liệu cốt thép CB300V có $R_s = 260 \text{ (Mpa)}$ và $\xi_R = 0,623$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{15,16 \times 10^6}{14,5 \times 1000 \times 105^2} = 0,1046 < \alpha_R = 0,429$$

$$\xi = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,1046}) = 0,9447$$

$$A_s = \frac{M}{\xi \times R_s \times h_0} = \frac{15,16 \times 10^6}{0,9447 \times 260 \times 105} = 617,33 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\mu_{min} = 0,05\% \leq \mu = \frac{A_s \times 100}{b \times h_0} = 0,617$$

$$\mu_{max} = \frac{\xi_R \times \gamma \times R_b}{R_s} = 3,474\% \geq \mu = 0,617$$

→ Cốt thép chọn đạt yêu cầu.

Cốt thép cấu tạo chịu Moment âm:

Chọn thép Ø6 a100 → $A_{Sc} = 785 \text{ (mm}^2\text{)}$

Chọn thép $\varnothing 6$ a200 $\rightarrow A_{Sc} = 141,3 \text{ (mm}^2\text{)}$

Cốt thép phân bố đặt cầu tạo:

Chọn thép $\varnothing 6$ a 200

4.2.2.2. Bản chiều nghi.

- Tính tải:

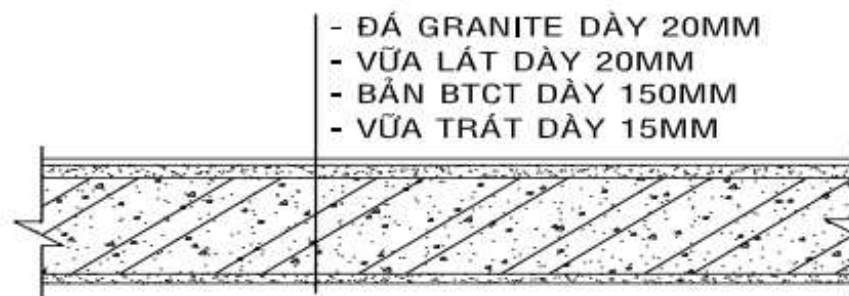
- Tính tải bản chiều nghi: $g_{BCN} = \sum_i^n \gamma_i \delta_i \gamma_f \text{ (kN/m}^2\text{)}$

- Trong đó:

+ γ_i là trọng lượng riêng lớp thứ i.

+ δ_i là chiều dày tương đương của lớp thứ i.

+ γ_f là hệ số độ tin cậy của lớp thứ i.



Hình 4.3. Cấu tạo bản chiều nghi.

Bảng 4.1. Tính tải bản chiều nghi.

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp (mm)	g (kN/m ³)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (kN/m ²)
Lát đá Granite	20	20	1.1	0.44
Vữa xi măng M75#	20	18	1.3	0.468
Bản BTCT	120	25	1.1	3.3
Vữa trát trần	20	18	1.3	0.468

- Hoạt tải:

Hoạt tải lấy theo TCVN 2737-2023 cho cầu thang là $p^{tc} = 3 \text{ kN/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,3.

⇒ Hoạt tải tác dụng lên 1m chiều rộng bản thang:

$$P^{tt} = n \cdot p^{tc} \cdot 1 = 1,2 \cdot 3 = 3,6 \text{ (kN/m)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên bản chiều nghi:

$$q_{BCN} = g_{BCN} + p^{tt} = 4,676 + 3,6 = 8,276 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$$

Nhịp tính toán bản chiều nghi: $L_3 = 1295 \text{ (mm)}$

Nội lực bản chiều nghi:

Moment:

$$M = \frac{q_b \times L_3^2}{8} = \frac{8,276 \times 1295^2}{8} \times 10^{-6} = 1,73 \text{ (kN.m)}$$

Tính toán cốt thép:

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

Ta có: Vật liệu bê tông B25 có $R_b = 14,5 \text{ (Mpa)}$ và $\alpha_R = 0,429$

Vật liệu cốt thép CB300V có $R_s = 260 \text{ (Mpa)}$ và $\xi_R = 0,623$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1,73 \times 10^6}{14,5 \times 1000 \times 105^2} = 0,012 < \alpha_R = 0,429$$

$$\xi = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,994$$

$$A_s = \frac{M}{\xi \times R_s \times h_0} = \frac{1,73 \times 10^6}{0,994 \times 260 \times 105} = 67,13 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn thép $\emptyset 6$ a200 $\rightarrow A_{Sc} = 141,3 \text{ (mm}^2\text{)}$

Cốt thép cấu tạo chịu Moment âm:

Chọn thép $\emptyset 6$ a200 $\rightarrow A_{Sc} = 141,3 \text{ (mm}^2\text{)}$

Cốt thép theo phương cạnh dài chọn theo cấu tạo:

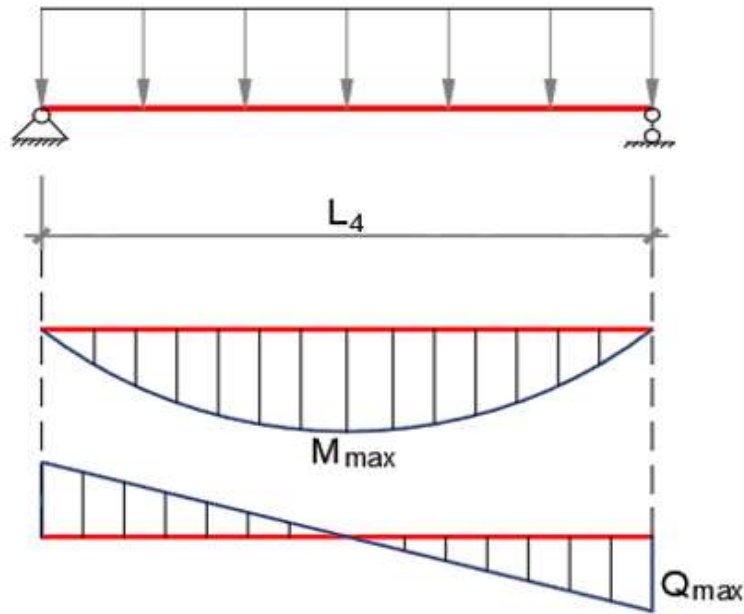
Chọn thép $\emptyset 6$ a 200

4.2.2.3. Tính toán dầm chiều nghi, dầm chiều tới.

$$h_{DCN} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \times L = 272,5 - 408,8 \rightarrow \text{Chọn: } h_{DCN} = 300 \text{ (mm)}.$$

$$b_{DCN} = (0,3 \div 0,5) \times h_{DCN} = 90 - 150 \rightarrow \text{Chọn: } h_{DCN} = 120 \text{ (mm)}.$$

Sơ đồ tính toán:



Hình 4.4. Sơ đồ tính toán dầm chiếu nghỉ, dầm chiếu tới.

Tải trọng

- Tải trọng do bản thang truyền vào:

$$q_1 = \frac{q}{2} = \frac{10,724}{2} = 5,36 \text{ (kN/m)}$$

- Tải trọng do bản chiếu nghỉ truyền vào:

$$q_2 = k \times q_{BCN} \times \frac{L_3}{2} = 1 \times 8,276 \times \frac{1295}{2} \times 10^{-3} = 5,36 \text{ (kN/m)}$$

Trọng lượng bản thân dầm:

$$q_3 = b \times h \times \gamma \times n = 300 \times 120 \times 25 \times 1,1 \times 10^{-6} = 0,99 \text{ (kN/m)}$$

Trọng lượng lớp vữa trát:

$$q_4 = \delta \times [b + (h - h_{BCN}) \times 2] \times \gamma \times n$$

$$q_4 = 0,015 \times [120 + 300 - 120] \times 18 \times 1,3 \times 10^{-3} = 0,11 \text{ (kN/m)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên dầm:

$$q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 = 11,82 \text{ (kN/m)}$$

Nhiệm tính toán của dầm chiếu nghỉ: $L_4 = 3270 \text{ (mm)}$

Tính toán nội lực dầm chiếu nghỉ

- Moment nhịp

$$M = q \times \frac{L^4}{8} = 11,82 \times \frac{3270^2}{8} \times 10^{-6} = 15,79 \text{ (kN.m)}$$

Tính toán cốt thép dọc

- Tính toán cốt thép phía dưới chịu M dương:

- Chọn lớp bê tông bảo vệ $a = 25 \text{ (mm)} \rightarrow h_0 = 275 \text{ (mm)}$

Ta có: Vật liệu bê tông B25 có $R_b = 14,5 \text{ (Mpa)}$ và $\alpha_R = 0,429$

Vật liệu cốt thép CB300V có $R_s = 260 \text{ (Mpa)}$ và $\xi_R = 0,623$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{15,79 \times 10^6}{14,5 \times 1000 \times 275^2} = 0,0144 < \alpha_R = 0,429$$

$$\xi = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0144}) = 0,9927$$

$$A_s = \frac{M}{\xi \times R_s \times h_0} = \frac{15,79 \times 10^6}{0,9927 \times 260 \times 275} = 222,5 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\mu_{min} = 0,05\% \leq \mu = \frac{A_s \times 100}{b \times h_0} = 0,081$$

$$\mu_{max} = \frac{\xi_R \times \gamma \times R_b}{R_s} = 3,364\% \geq \mu = 0,081$$

→ Cốt thép chọn đạt yêu cầu.

Chọn thép 2Ø10 → $A_{Sc} = 157 \text{ (mm}^2\text{)}$

Cốt thép cấu tạo chịu Moment âm:

Chọn thép 2Ø10 → $A_{Sc} = 157 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tính toán cốt thép đai

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q = 0,75 \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0,75 \times 14,5 \times 1000 \times 275 \times 10^{-3} = 25,988 \text{ (kN)}$$

- Lực cắt tại dầm chiếu nghi:

$$Q_{max} = q \times \frac{L_4}{2} = 19,32 \text{ (kN)} < Q = 25,988 \text{ (kN)}$$

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

- Đoạn ¼ đầu dầm: Ø6a150

- Đoạn còn lại giữa nhịp: Ø6a200

CHƯƠNG 5: TÍNH TOÁN CẤU KIỆN KHUNG TRỤC 4

5.1. Tải trọng

5.1.1. Tải trọng thường xuyên:

5.1.1.1. Tải trọng thường xuyên tác dụng lên sàn:

Tĩnh tải tác động lên sàn gồm có trọng lượng bản thân của kết cấu và lớp hoàn thiện (lớp tô trát, gạch men, trọng lượng tường phân bố trên sàn...)

Dựa vào cấu tạo kiến trúc mặt cắt sàn xác định tĩnh tải tác dụng lên sàn, đã nêu ở trên. Khi gán tải trọng vào phần mềm ETABs, trọng lượng bản thân cấu kiện sẽ do phần mềm tự tính toán nên ta chỉ tính toán trọng lượng các lớp hoàn thiện. Còn trọng lượng bản thân cấu kiện sàn ta sẽ sử dụng chức năng self-weight với hệ số an toàn khai báo trong phần mềm là 1.1 theo Bảng 1 TCVN 2737-2023.

Bảng 1 – Hệ số độ tin cậy về tải trọng γ_f của trọng lượng kết cấu và đất

Kết cấu công trình và loại đất	Giá trị γ_f
1. Kết cấu	
a) Kim loại, trừ trường hợp nêu trong 7.3	1,05
b) Bê tông (có khối lượng thể tích trung bình lớn hơn 1 600 kg/m ³), bê tông cốt thép, khối xây, gỗ	1,1
c) Bê tông (có khối lượng thể tích nhỏ hơn hoặc bằng 1 600 kg/m ³), các lớp ngăn cách, lớp cân phẳng, lớp hoàn thiện (bản, vật liệu cuộn, độn, lớp láng phẳng và tương tự), được sản xuất, chế tạo:	
– Trong nhà máy	1,2
– Ngoài công trường	1,3
2. Đất	
a) Nguyên thổ	1,1
b) Đắp	1,15

CHÚ THÍCH: Khi xác định tải trọng do đất, cần kể đến tải trọng do vật liệu chất đống, thiết bị, phương tiện giao thông truyền lên đất.

Ngoài ra tải trọng tác dụng lên sàn còn có tải trọng do tường đặt trên sàn với giá trị đã được tính toán ở mục 3.3.2.2

5.1.1.2. Tải trọng hoàn thiện tác dụng lên dầm:

Giá trị tĩnh tải tác dụng lên dầm gồm có trọng lượng bản thân của dầm, các lớp tô trát, ốp lát, tĩnh tải của sàn truyền vào, tường nằm trên cột.

Trọng lượng bản thân dầm và tải trọng do sàn truyền vào có thể khai báo cho phần mềm tính toán. Ta chỉ cần tính tải trọng tường tác dụng lên dầm và tải trọng lớp hoàn thiện.

Đối với các dầm biên nhà thì một phía được trát kín, nên công thức tính trọng lượng bản thân các lớp trát (vữa) được tính theo công thức:

Đối với dầm biên:

$$g_v = \gamma_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \delta_v \cdot [b_d + (h_d - h_s) + h_d] \quad g_v = \gamma_v \times \gamma_{fv} \times \delta_v \times [b_d + (h_d - h_s) + h_d]$$

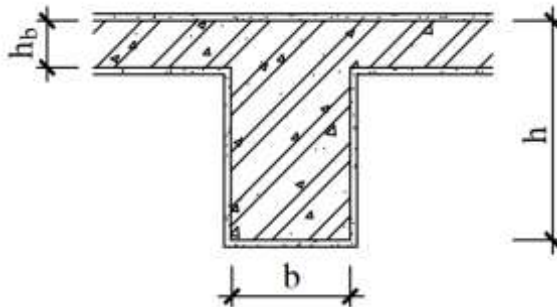
Đối với các dầm giữa:

$$g_v = \gamma_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \delta_v \cdot [b_d + 2(h_d - h_s)] \quad g_v = \gamma_v \times \gamma_{fv} \times \delta_v \times [b_d + 2(h_d - h_s)]$$

Trong đó:

- γ_v là dung trọng của vữa.
- γ_{fv} là hệ số an toàn của vật liệu vữa.
- δ_v là bề dày lớp vữa (15mm)
- b_d là bề rộng dầm tính toán.
- h_d là chiều cao dầm tính toán.
- h_s là chiều dày sàn tính toán.

Vậy tải trọng do các lớp hoàn thiện tác động lên dầm được tính như sau:



Hình 5.1. Mô tả cấu tạo lớp hoàn thiện dầm.

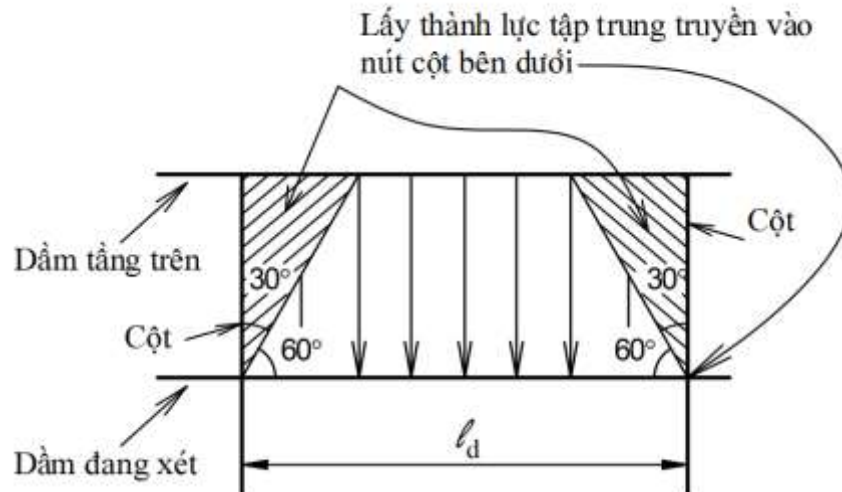
Bảng 5.1. Tải trọng hoàn thiện tác dụng lên dầm.

Tầng	Tên dầm	Vị trí dầm	Chiều dài nhịp	Tiết diện dầm		TLBT dầm	TL vữa	TL lên 1m dầm	TL dầm
			(m)	b (m)	h (m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	1F-VB3A	Giữa	8.3	1	1	27.50	1.94	29.44	244.33
	1F-VB3A	Giữa	12.85	1	1	27.50	1.94	29.44	378.27
	1F-VB3A	Giữa	2	1	1	27.50	1.94	29.44	58.88
2	2F-VB3	Giữa	8.3	1	0.7	19.25	1.52	20.77	172.36
	2F-VB3	Giữa	12.85	1	0.7	19.25	1.52	20.77	266.85
	2F-VB3A	Giữa	2	0.5	0.5	6.88	0.88	7.76	15.52
3	3F-VB4A	Giữa	8.3	1.4	0.7	26.95	1.80	28.75	238.60
	3F-VB4A	Giữa	12.85	1.4	0.7	26.95	1.80	28.75	369.40
	3F-VB4	Giữa	2	0.5	0.5	6.88	0.88	7.76	15.52
4	4F-VB3A	Giữa	2.4	1.4	0.5	19.25	1.52	20.77	49.84
	4F-VB3A	Giữa	8.3	1.4	0.5	19.25	1.52	20.77	172.36
	4F-VB3A	Giữa	12.85	1.4	0.7	26.95	1.80	28.75	369.40
	4F-VB3	Giữa	2	0.5	0.5	6.88	0.88	7.76	15.52
5	5F-VB17	Giữa	2.2	0.2	1	5.50	1.38	6.88	15.13
	5F-VB5	Giữa	12.85	1.4	0.65	25.03	1.73	26.75	343.76
	5F-VB12	Giữa	2.4	0.5	0.5	6.88	0.88	7.76	18.62
6	6F-VB9	Giữa	2.2	0.2	1	5.50	1.38	6.88	15.13
	6F-VB3	Giữa	12.85	1.4	0.65	25.03	1.73	26.75	343.76
7	7F-VB10	Giữa	2.2	0.2	1	5.50	1.38	6.88	15.13
	7F-VB2	Giữa	12.85	1.4	0.65	25.03	1.73	26.75	343.76
8 đến 13	MF-VB15	Giữa	2.2	0.2	1	5.50	1.38	6.88	15.13
	MF-VB3	Giữa	12.85	1.4	0.65	25.03	1.73	26.75	343.76
14	14F-VB2	Giữa	2.2	1	1.2	33.00	2.22	35.22	77.48
15	15F-VB2	Giữa	2.2	0.6	0.65	10.73	1.17	11.89	26.16
TUM	TUM-VB3	Giữa	2.2	0.7	0.3	5.78	0.74	6.52	14.34

5.1.1.3. Tải trọng tường cửa tác dụng lên dầm:

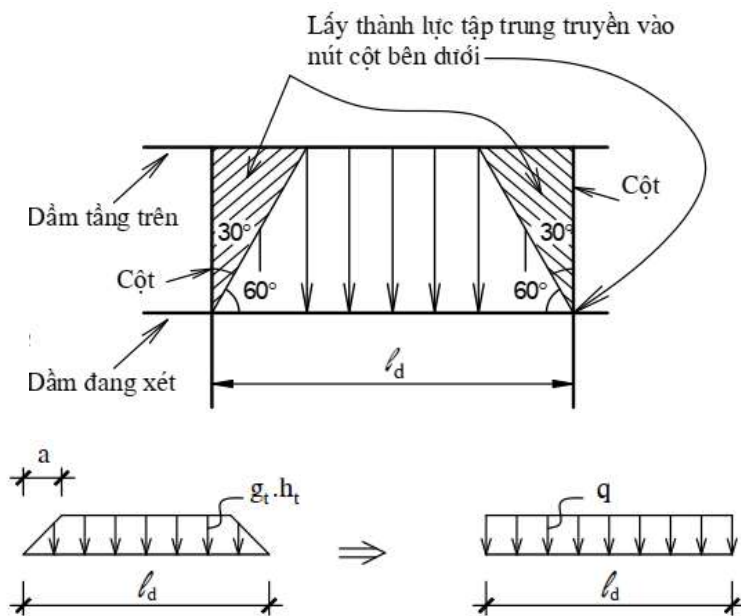
Đối với các vị trí dầm có tường xây trên dầm, liên kết cứng với dầm thông qua thép râu hoặc ngàm liên kết đối với tường dạng kính thì dầm sẽ chịu tải trọng do phần tường đó phân bố lên dầm.

Đối với mảng tường đặc: để tiết kiệm người ta quan niệm rằng chỉ có phạm vi tường trong phạm vi góc 60^0 là truyền lực lên dầm, phần còn lại tạo thành lực tập trung truyền xuống nút khung. Nếu 2 biên tường không có cột thì xem như toàn bộ tường truyền vào dầm.



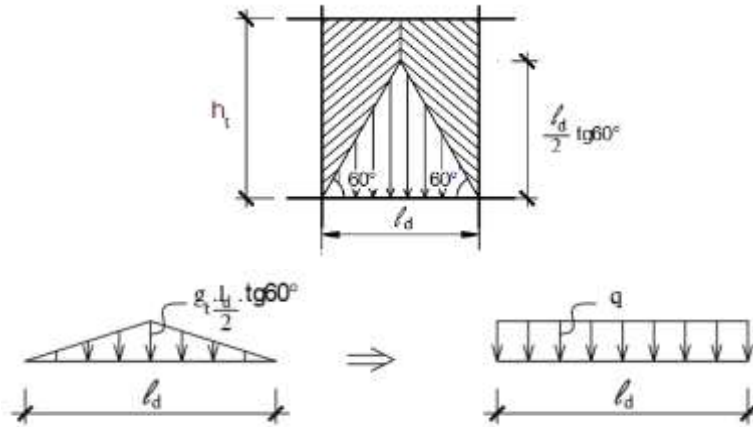
Tường đặc phân bố vào dầm theo 2 dạng:

TH1: khi $(l_d / 2) \times \tan(60^\circ) > h_t$ Tải trọng lên dầm có dạng hình thang quy đổi về phân bố đều.



$$\text{Với: } \beta = \frac{a}{l_d} = h_t \times \tan(30^\circ) = h_t \times \frac{\sqrt{3}}{3}; q = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \times g_t \times h_t; \beta = \frac{a}{l_d}$$

TH2: khi $(l_d / 2) \times \tan(60^\circ) \leq h_t$: Tải trọng lên dầm có dạng hình tam giác quy đổi về phân bố đều.



$$\text{Với: } \frac{5}{8} \cdot g_t \cdot \frac{l_d}{2} \cdot \text{tg} 60^\circ \quad q = \frac{5}{8} \times g_t \times \frac{l_d}{2} \times \tan(60^\circ)$$

Đối với mảng tường có cửa: Xem gần đúng tải trọng tác dụng lên dầm là toàn bộ trọng lượng tường + cửa phân bố đều trên dầm.

Bảng 5.2. Tải trọng tường cửa tác dụng lên dầm.

Tầng	Tên dầm	Kích thước các cấu kiện					Số độ truyền tải trọng tường	gt	qt
		Tường			Cửa				
		đt (m)	ht (m)	Lt (m)	bc (m)	hc (m)		(kN/m ²)	(kN/m)
1	1F-VB3A	0	0	0	0	0	-	0.00	0.00
	1F-VB3A	0	0	0	0	0	-	0.00	0.00
	1F-VB3A	0.2	5	2	0	0	Tam giác	4.60	4.98
2	2F-VB3	0	0	0	0	0	-	0.00	0.00
	2F-VB3	0	0	0	0	0	-	0.00	0.00
	2F-VB3A	0.2	4	2	0	0	Tam giác	4.60	4.98
3	3F-VB4A	0	0	0	0	0	-	0.00	0.00
	3F-VB4A	0.2	6	4.5	0	0	Tam giác	4.60	11.21
	3F-VB4	0	0	0	0	0	-	0.00	0.00
4	4F-VB3A	0	0	0	0	0	-	0.00	0.00
	4F-VB3A	0.2	3.75	0.5	0	0	Tam giác	4.60	1.25
	4F-VB3A	0.2	3.75	9	0	0	Thang	4.60	15.50
	4F-VB3	0.2	3.75	2	0	0	Tam giác	4.60	4.98
5	5F-VB17	0.2	5.25	2.2	0	0	Tam giác	4.60	5.48
	5F-VB5	0.2	5.25	9	0	0	Thang	4.60	19.60
	5F-VB12	0.2	3.4	2.2	0	0	Tam giác	4.60	5.48
6	6F-VB9	0.2	3.4	9	0	0	Thang	4.60	14.32
	6F-VB3	0.2	3.4	2.2	0	0	Tam giác	4.60	5.48
7	7F-VB10	0.2	3.4	9	0	0	Thang	4.60	14.32

	7F-VB2	0.2	3.4	2.2	0	0	Tam giác	4.60	5.48
8 đến 13	MF-VB15	0.2	3.4	9	0	0	Thang	4.60	14.32
	MF-VB3	0.2	3.4	2.2	0	0	Tam giác	4.60	5.48
14	14F-VB2	0.2	3.4	9	0	0	Thang	4.60	14.32
15	15F-VB2	0.2	3.4	2.2	0	0	Tam giác	4.60	5.48
TUM	TUM-VB3	0.2	3.4	9	0	0	Thang	4.60	14.32

5.2. Tải trọng ngang

5.2.1. Tải trọng gió.

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

$$W_k = W_{3s,10} \times k(z_e) \times c \times G_f \quad (3.1)$$

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/m², tương ứng với vận tốc gió cơ sở V_0 .

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.

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 Liên Chiểu, TP Đà Nẵng thuộc vùng áp lực gió III $\Rightarrow W_0 = 125$ (daN/m²), dạng địa hình A.

$k(z_e)$ 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 :

$$k(z_e) = 2,01 \times \left(\frac{z_e}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad (3.2)$$

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

Bảng 5.3. Chu kì dao động của công trình

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	4.799
Modal	2	3.845
Modal	3	3.616
Modal	4	1.671
Modal	5	1.307
Modal	6	1.19
Modal	7	0.498
Modal	8	0.355
Modal	9	0.33
Modal	10	0.271
Modal	11	0.199
Modal	12	0.181

Đối với kết cấu có chu kỳ dao động riêng cơ bản thứ nhất $T_1 > 1s$ thì G_f được xác định theo công thức:

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

$I(Z_s)$ là độ rôi ở độ cao tương đương Z_s , xác định theo công thức:

$$- I(Z_s) = c_r \left(\frac{10}{Z_s} \right)$$

Trong đó:

c_r là hệ số, với dạng địa hình B thì $c_r = 0.2$

Z_s là độ cao tương đương của công trình 0.6h

h là chiều cao công trình (m)

g_Q là hệ số đỉnh cho thành phần xung của gió

g_v là hệ số đỉnh cho thành phần phản ứng của gió

g_r là hệ số đỉnh cho thành phần cộng hưởng của gió, được xác định thông qua công thức:

$$- g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}}$$

Trong đó:

n_1 là tần số dao động riêng cơ bản thứ nhất

Q là hệ số kể đến thành phần phản ứng nền của kết cấu chịu tải trọng gió được xác định theo công thức:

$$- Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \left(\frac{b+h}{L(Z_s)} \right)^{0,63}}}$$

Trong đó:

b là chiều rộng công trình, vuông góc với hướng gió tác dụng

$L(Z_s)$ là thang nguyên kích thước xoáy tại độ cao tương đương Z_s xác định theo công thức:

$$- L(Z_s) = 1 \left(\frac{Z_s}{10} \right)^{\bar{\epsilon}}$$

Trong đó:

l là các hệ số, tra theo dạng địa hình B.

$\bar{\epsilon}$ là các hệ số, tra theo dạng địa hình B.

R là hệ số phản ứng cộng hưởng được xác định theo công thức:

$$- R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_b (0,53 + 0,47 R_d)}$$

Trong đó:

β là độ cản, lấy bằng 0,02 đối với kết cấu bê tông cốt thép:

$$R_n = \frac{7,47 N_1}{(1 + 10,3 N_1)^{5/3}}$$

Với:

$$- N_1 = \frac{n_1 L(Z_s)}{V(Z_s)_{3600s,50}}$$

Trong đó:

$V(Z_s)_{3600s,50}$ là vận tốc gió trung bình trong khoảng thời gian 3600s ứng với chu kỳ lặp 50 năm, tại độ cao tương đương Z_s , được xác định theo công thức:

$$- V(Z_s)_{3600s,50} = \bar{b} \left(\frac{Z_s}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V_{3s,50} \quad V(Z_s)_{3600s,50} = \bar{b} \left(\frac{Z_s}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V_{3s,50}$$

Trong đó:

$V_{3s,50}$ là vận tốc gió 3s ứng với chu kỳ lặp 50 năm.

R_h, R_b, R_d là các hàm số dẫn suất khí động, được xác định theo các công thức:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}); R_h = 1 \text{ khi } \eta_h = 0$$

$$- R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}); R_b = 1 \text{ khi } \eta_b = 0$$

$$R_d = \frac{1}{\eta_d} - \frac{1}{2\eta_d^2} (1 - e^{-2\eta_d}); R_d = 1 \text{ khi } \eta_d = 0$$

$$\text{Với: } \eta_h = 4,6 \frac{n_1 h}{V(Z_s)_{3600s,50}}; \eta_b = 4,6 \frac{n_1 b}{V(Z_s)_{3600s,50}}; \eta_d = 15,4 \frac{n_1 d}{V(Z_s)_{3600s,50}}$$

Trong đó:

h là chiều cao của công trình (m)

b là chiều rộng của công trình (m)

d là chiều sâu (hoặc chiều dài) của công trình (m)

\bar{b} và $\bar{\alpha}$ là các hệ số tra bảng theo dạng địa hình B.



Hình 5.2. Minh họa sự làm việc của tải trọng gió tác dụng lên công trình.

Bảng 5.4. Tính toán độ giạt G_f

Các thông số	Phương X	Phương Y	Trích dẫn
Bề rộng đón gió b (m)	29	72	
Chiều dài (chiều sâu) công trình d (m)	72	29	
Chiều cao nhà h (m)	62.5	62.5	
Độ mảnh hiệu dụng λ_e	4.31	0.58	(Phụ lục F.18)
Hệ số đặc kết cấu j	1	1	(Phụ lục F.17.5)
Hệ số k_λ	0.64	0.6	(Phụ lục F.18)
Hệ số d/b	2.48	0.4	(Phụ lục F.16.1)
Hệ số $c_{x\forall}$	1.82	2.16	(Phụ lục F.16.1)
Hệ số khí động cản chính c_x	1.16	1.3	(Phụ lục F.16.1)
Hệ số phản ứng nền Q	0.86	0.83	
Hệ số h_b	1.55	3.84	(Mục 10.2.7.3)
Hệ số h_d	12.87	5.18	(Mục 10.2.7.3)
Các hàm số dẫn xuất khí động R_h	0.25	0.25	
Các hàm số dẫn xuất khí động R_b	0.45	0.23	
Các hàm số dẫn xuất khí động R_d	0.07	0.17	

Hệ số phản ứng cộng hưởng R	0.49	0.36	
Hệ số hiệu ứng giạt G_f	0.94	0.9	

Bảng 5.5. Tính toán gió phương X

Tầng	Chiều cao tầng	Cao độ so với mặt đất	Cao độ tương đương	Hệ số độ cao	Hệ số khí động		Áp lực gió tiêu chuẩn		Chiều cao dầm tải trọng gió	Hệ số tin cậy	Tải trọng gió tính toán	
	ht	z	ze	k(ze)	Gió đẩy	Gió hút	W đẩy	W hút			Wtt đẩy	Wtt hút
	m	m	m				kN/m ²	kN/m ²				
RF	2.8	62.5	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	1.4	2.1	3.81	-2.38
TUM	5.1	59.7	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	3.95	2.1	10.76	-6.73
15F	3.4	54.6	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	4.25	2.1	11.58	-7.24
14F	3.4	51.2	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	3.4	2.1	9.26	-5.79
13F	3.4	47.8	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	3.4	2.1	9.26	-5.79
12F	3.4	44.4	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	3.4	2.1	9.26	-5.79
11F	3.4	41	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	3.4	2.1	9.26	-5.79
9F	3.4	34.2	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.297	-0.811	3.4	2.1	9.26	-5.79
8F	3.4	30.8	30.8	1.44	0.8	-0.5	1.153	-0.721	3.4	2.1	8.23	-5.15
7F	3.4	27.4	29	1.42	0.8	-0.5	1.137	-0.711	3.4	2.1	8.12	-5.07
6F	5.25	24	29	1.42	0.8	-0.5	1.137	-0.711	4.325	2.1	10.33	-6.46
5F	3.75	18.75	29	1.42	0.8	-0.5	1.137	-0.711	4.5	2.1	10.75	-6.72
4F	6	15	29	1.42	0.8	-0.5	1.137	-0.711	4.875	2.1	11.64	-7.28
3F	4	9	29	1.42	0.8	-0.5	1.137	-0.711	5	2.1	11.94	-7.46
2F	5	5	29	1.42	0.8	-0.5	1.137	-0.711	4.5	2.1	10.75	-6.72
1F	0	0	0	0.00	0.8	-0.5	0.000	0.000	2.5	2.1	0.000	0.000

Bảng 5.6. Tính toán gió phương Y

Tầng	Chiều cao tầng	Cao độ so với mặt đất	Cao độ tương đương	Hệ số độ cao	Hệ số khí động		Áp lực gió tiêu chuẩn		Chiều cao dầm tải trọng gió	Hệ số tin cậy	Tải trọng gió tính toán	
	ht	z	ze	k(Ze)	Gió đẩy	Gió hút	W đẩy	W hút			Wtt đẩy	Wtt hút
	m	m	m				kN/m ²	kN/m ²				
RF	2.8	62.5	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	1.4	2.1	3.65	-2.28
TUM	5.1	59.7	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	3.95	2.1	10.30	-6.44
15F	3.4	54.6	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	4.25	2.1	11.09	-6.93
14F	3.4	51.2	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	3.4	2.1	8.87	-5.54
12F	3.4	44.4	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	3.4	2.1	8.87	-5.54

11F	3.4	41	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	3.4	2.1	8.87	-5.54
10F	3.4	37.6	62.5	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	3.4	2.1	8.87	-5.54
8F	3.4	30.8	30.8	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	3.4	2.1	8.87	-5.54
7F	3.4	27.4	29	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	3.4	2.1	8.87	-5.54
6F	5.25	24	29	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	4.325	2.1	11.28	-7.05
5F	3.75	18.75	29	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	4.5	2.1	11.74	-7.34
4F	6	15	29	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	4.875	2.1	12.72	-7.95
3F	4	9	29	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	5	2.1	13.04	-8.15
2F	5	5	29	1.62	0.8	-0.5	1.242	-0.776	4.5	2.1	11.74	-7.34
1F	0	0	0	0.000	0.8	-0.5	1.242	-0.776	2.5	2.1	6.522	-4.076

5.2.2. Xác định tải trọng động đất.

Theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 thì để đánh giá một công trình có thiết kế tải trọng động đất hay không thì chúng ta dựa theo giá trị gia tốc nền a_g .

- Theo giá trị gia tốc nền thiết kế $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$, chia thành 3 trường hợp động đất:
- Động đất mạnh $a_g \geq 0,08g$, phải tính toán và cấu tạo kháng chấn.
- Động đất yếu $0,04g \leq a_g \leq 0,08g$, chỉ cần áp dụng các biện pháp kháng chấn đã được giảm nhẹ.
- Động đất rất yếu $a_g \leq 0,04g$, không cần thiết kế kháng chấn.
- Trong đó:
 - + γ_I : – là hệ số tầm quan trọng tra phụ lục E TCVN 9386:2012 tùy theo cấp công trình.
 - + a_{gR} : – là đỉnh gia tốc nền thiết kế tra QCVN 02:2022/BXD.
 - + g : – là gia tốc trọng trường lấy bằng 9,81.
- Tra bảng phụ lục F TCVN 9386:2012 dự án thi công cấp công trình loại I.
- Tra phụ lục E TCVN 9386:2012 dự án thi công có hệ số tầm quan trọng $\gamma_I = 1,25$.
- Tra bảng 6.1 QCVN 02:2022/BXD dự án thi công có gia tốc nền thiết kế $a_{gR} = 0,06.9,81 = 0,59$.

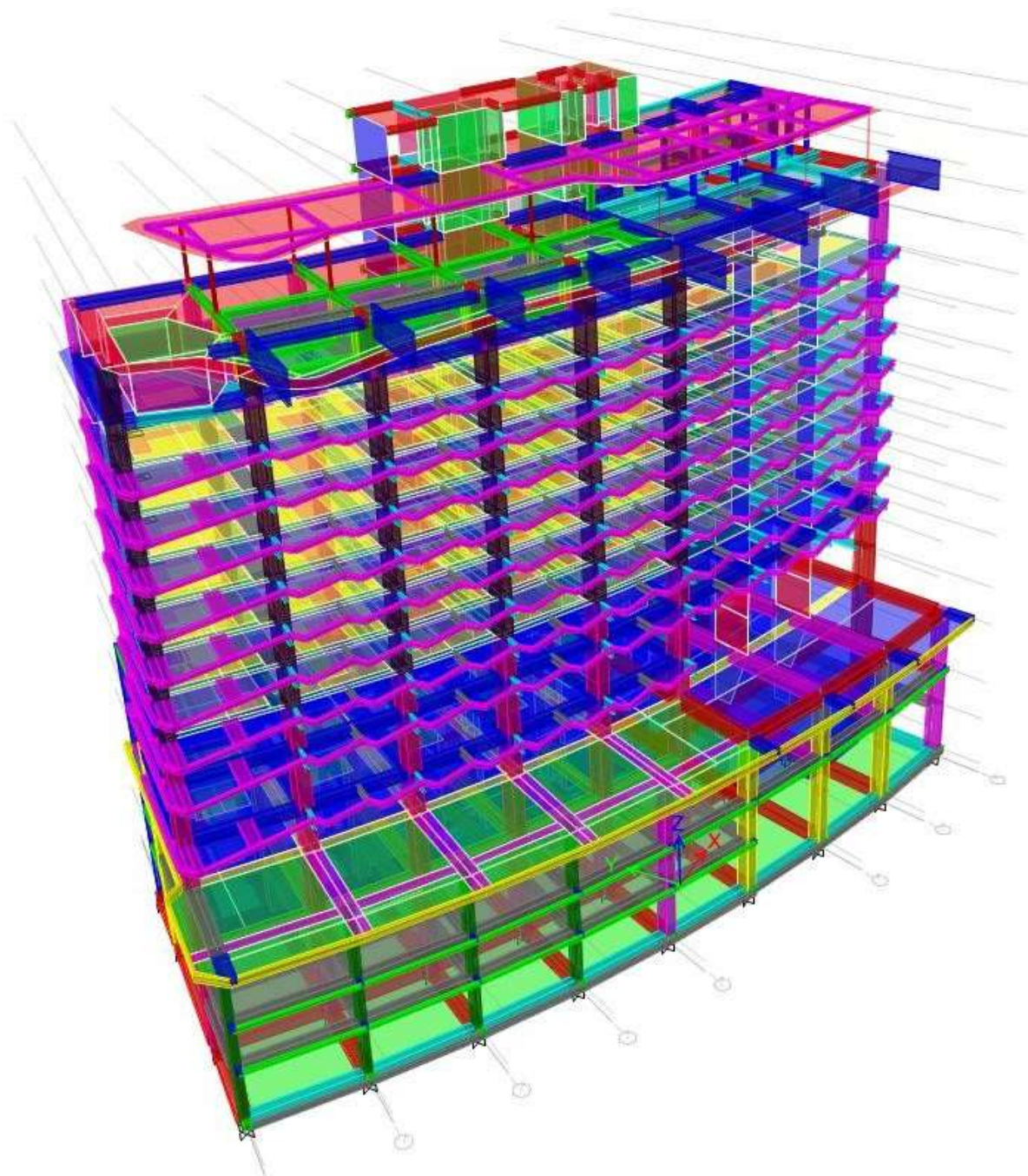
Ta có: $a_g = \gamma_I \times a_{gR} = 1,25.0,59 = 0,73 \rightarrow 0,04g \leq a_g \leq 0,08g$

=> không cần thiết kế chịu tải trọng động đất.

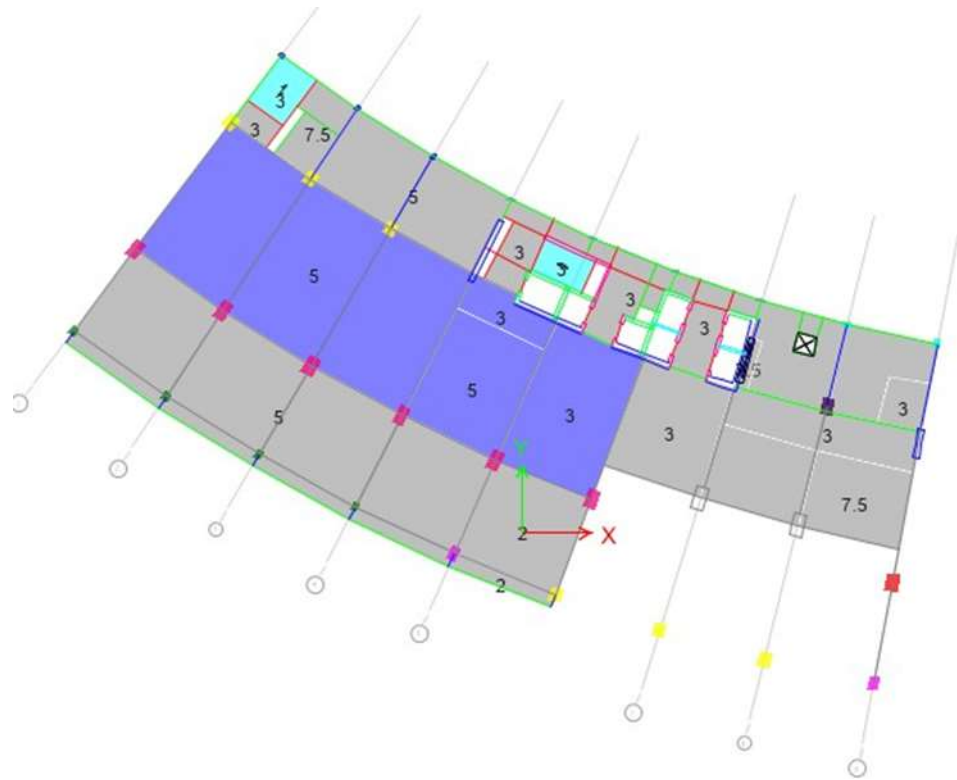
5.3. Tổ hợp tải trọng

Đã nêu tại mục 2.4.1.5 tài liệu này.

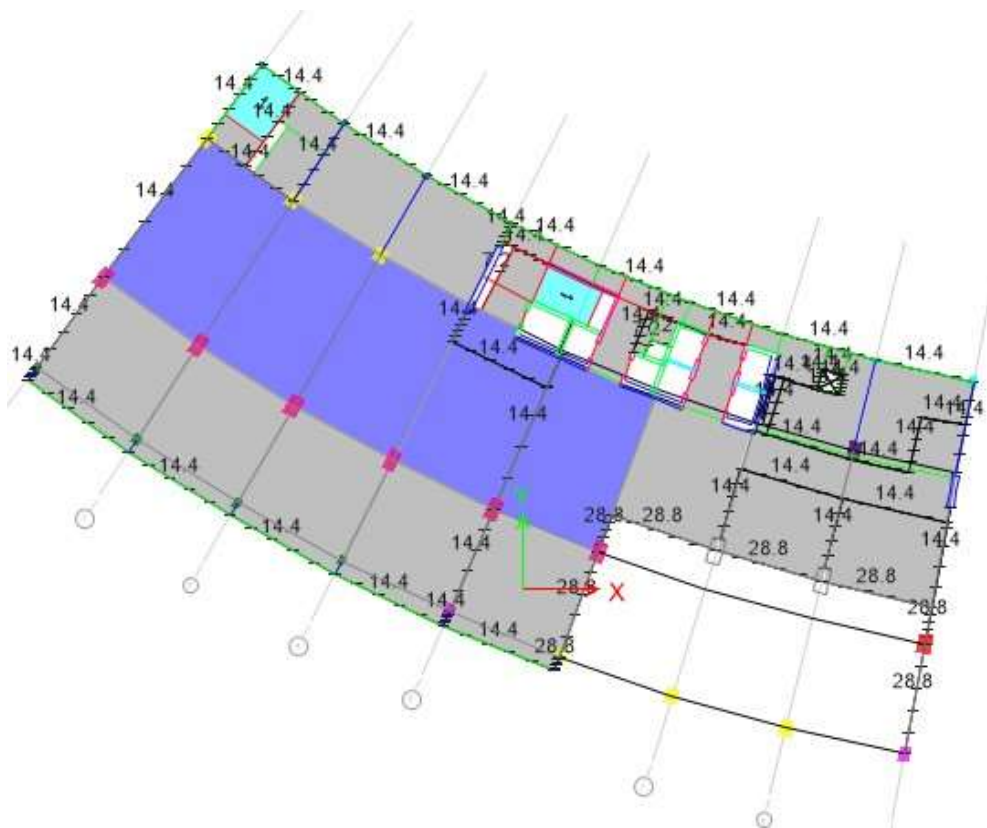
5.4. Gán tải vào mô hình Etabs



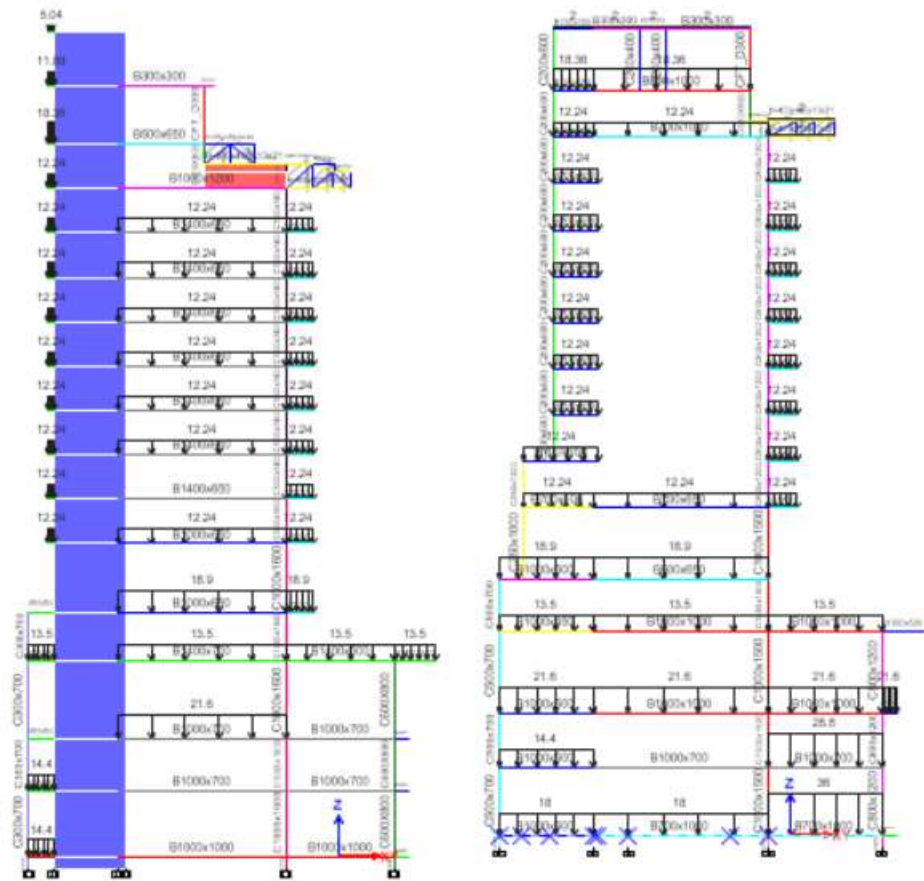
Hình 5.3 Mô hình 3D phần mềm ETABS.



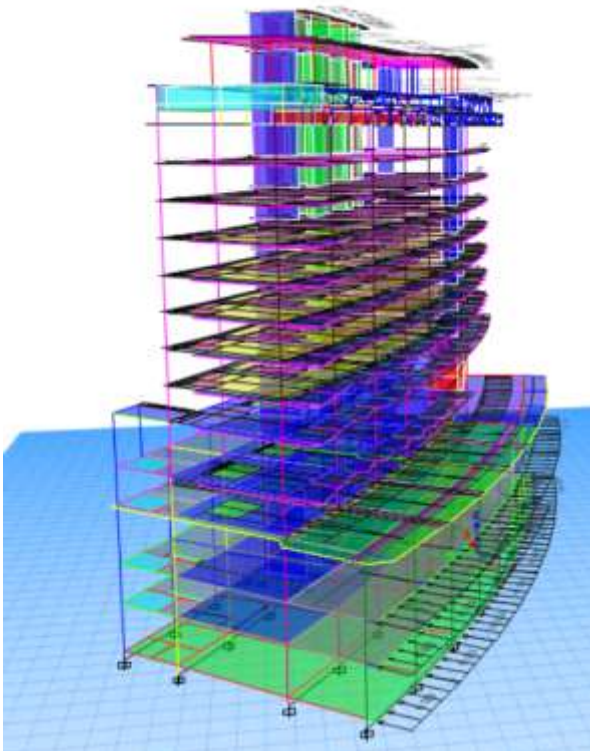
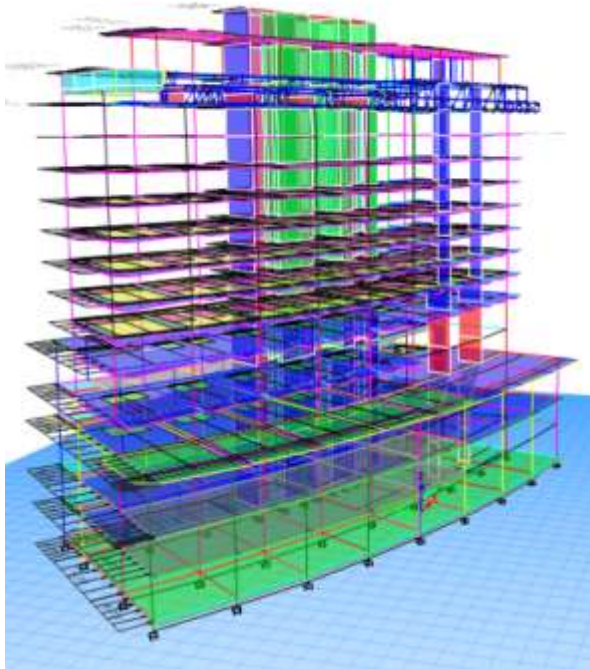
Hình 5.4 Mặt bằng hoạt tải sử dụng



Hình 5.5. Mặt bằng tải trọng tường



Hình 5.6. Gán tải trọng tường tác dụng lên dầm cột.



Hình 5.7. Gán tải trọng gió dạng tải trọng tập trung vào dầm biên của sàn

5.5. Kiểm tra điều kiện ổn định tổng thể công trình.

Kiểm tra chuyển vị đỉnh

Theo bảng G.5 TCVN 2737:2023 chuyển vị ngang tại đỉnh công trình tính theo phương pháp đàn hồi phải thoả mãn điều kiện sau:

$$\frac{f}{H} \leq \frac{1}{500}$$
$$f = \sqrt{U_x^2 + U_y^2}$$

Trong đó:

f - chuyển vị lớn nhất theo phương ngang tại đỉnh công trình.

U_x , U_y : là chuyển vị ngang đỉnh kết cấu theo hai phương X và Y.

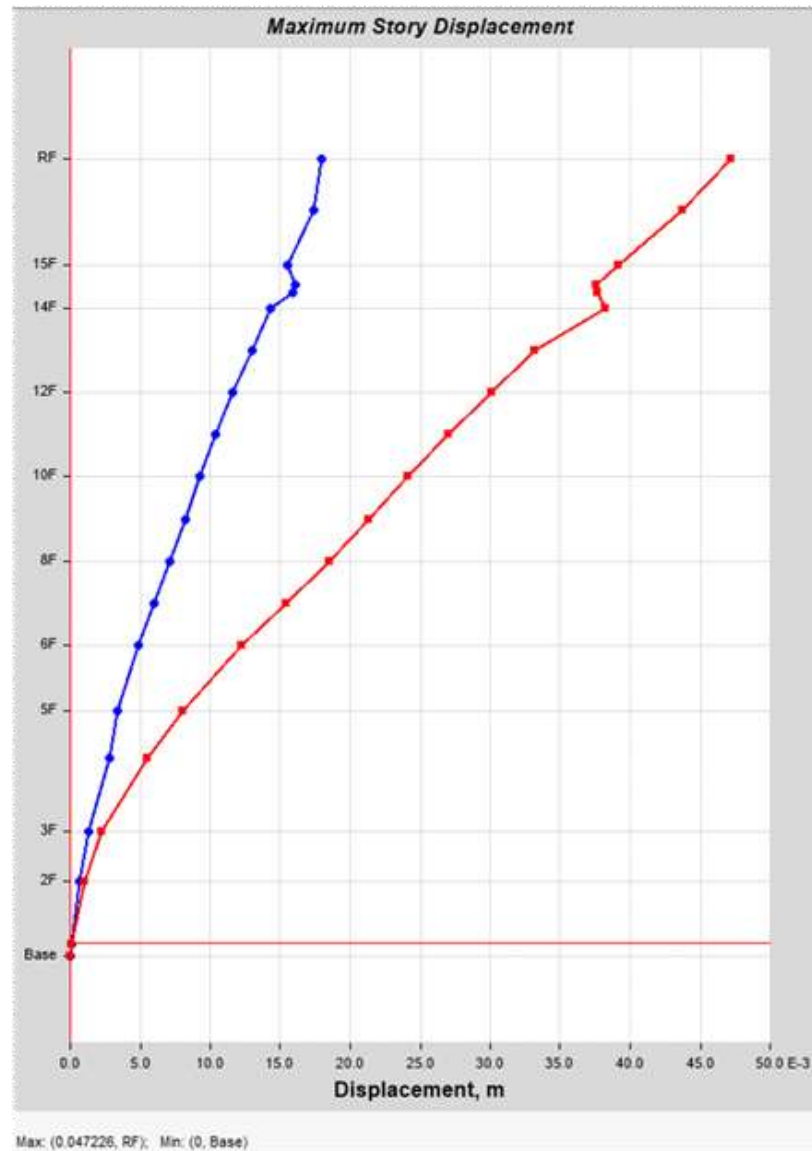
H - chiều cao công trình tính từ mặt móng, để an toàn khi thiết kế chọn chiều cao công trình tính từ mặt đất tự nhiên, H = 62,5 (m).

Kết quả kiểm tra như sau:

$$f_x = 50 \text{ mm} < H/500 = 59650/500 = 119 \text{ mm (thỏa)}$$

$$f_y = 50 \text{ mm} < H/500 = 59650/500 = 119 \text{ mm (thỏa)}$$

Kết luận: Công trình thoả mãn điều kiện chuyển vị đỉnh.

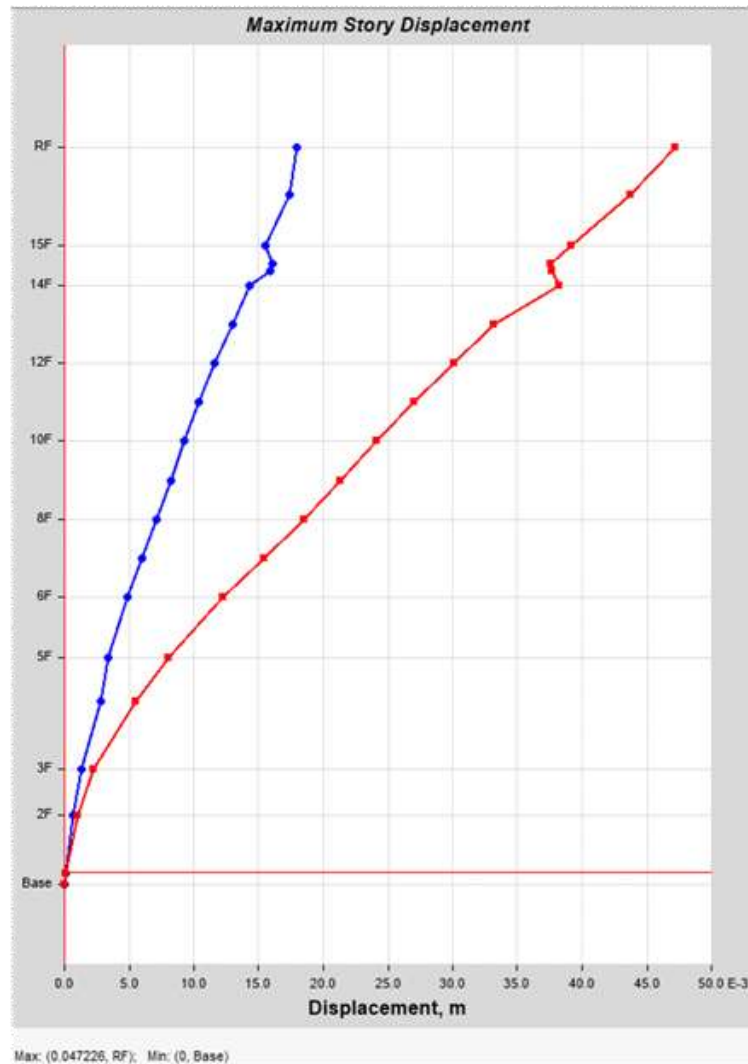
CHECK HORIZONTAL DISPLACEMENT AT THE TOP OF BUILDING
(TCVN 5574-2018)

Horizontal displacement at the top of building due to Wind

$$\text{Max} = 50\text{mm} < H/500 = 59650/500 = 119\text{ mm (Combo EN-SLS)}$$

Conclusion: **OK**

Hình 5.8. Chuyển vị đỉnh theo phương X



Horizontal displacement at the top of building due to Wind

$$\text{Max} = 50\text{mm} < H/500 = 59650/500 = 119\text{ mm (Combo EN-SLS)}$$

Conclusion: **OK**

Hình 5.9. Chuyển vị đỉnh theo phương Y

Cốt thép dọc sử dụng CB400-V có $R_s = R_{sc} = 350(\text{MPa})$.

Cốt thép đai sử dụng CB240T có $R_s = R_{sc} = 210(\text{MPa})$, $R_{sw} = 170(\text{MPa})$.

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

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

Trong đó:

b - bề rộng tiết diện dầm đang tính toán.

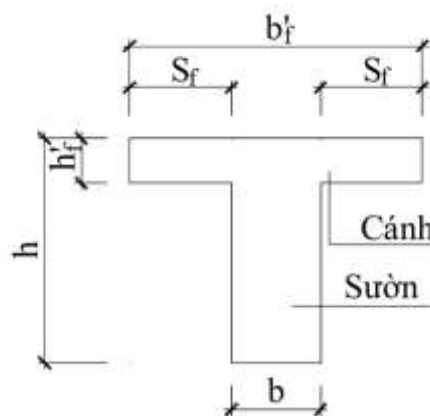
S_f - bề rộng một bên của bản cánh dầm, được xác định như sau:

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

Trong đó:

L_0 - nhịp tính toán dầm

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



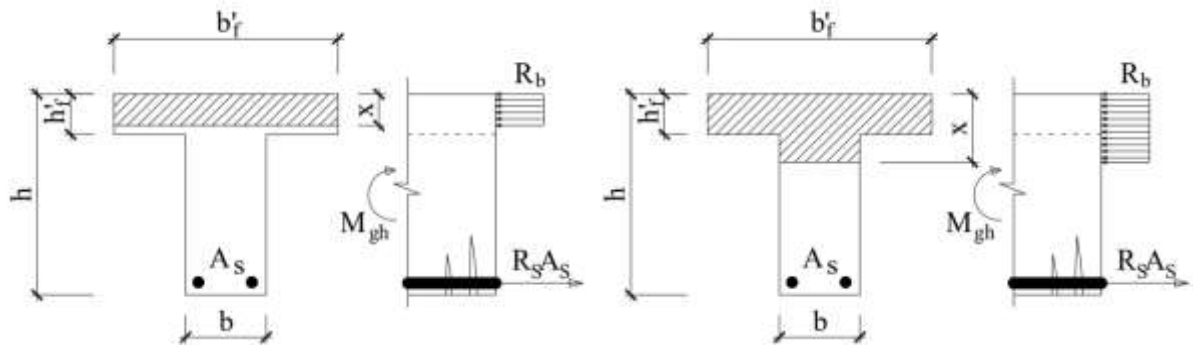
Hình 5.10. Xác định bề rộng cánh chữ T.

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

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

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

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



Hình 5.11. Sơ đồ ứng suất dung để tính tiết diện chữ T.

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

Trình tự tính toán: $b'_f = b + 2s_f$

Giả thiết a_0

Có R_b, R_s

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

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

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

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

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

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

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

Xác định các hệ số

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

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

Diện tích cốt thép xác định theo công thức:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot \zeta \cdot \zeta \cdot b \cdot h_0}$$

$$\mu_{\min} = 0.1\% \leq \mu = \frac{A_s^{\text{chon}}}{bh_0} \leq \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s}$$

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

Xác định hệ số ξ_R tương tự như trên.

Xác định hệ số:

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

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

Diện tích cốt thép xác định theo công thức:

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

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

Kiểm tra hàm lượng cốt thép theo điều kiện:

$$\mu_{\min} = 0.1\% \leq \mu = \frac{A_s^{\text{chon}}}{bh_0} \leq \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s}$$

Kết quả tính toán thép dầm khung trục 2 được trình bày ở Phụ lục Bảng 4.

5.1. Tính toán cốt thép đai.

Điều kiện dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng (Điều kiện ứng suất nén chính (88) TCVN5574:2018):

$$Q \leq Q_{b\max} = \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$$

➤ Điều kiện lực cắt trên tiết diện nghiêng:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

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

$$Q_{\max} = 2,5R_{bt}bh_0 \geq Q_b \geq Q_{\min} = 0,5R_{bt}bh_0$$

Trong đó: Q_{sw} là lực cắt chịu bởi cốt thép ngang trong tiết diện nghiêng, được xác định theo công sau:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c$$

Với:

φ_{sw} - hệ số, kể đến sự suy giảm nội lực dọc theo chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng c , lấy bằng 0,75

q_{sw} - lực dọc trong cốt thép ngang trên một đơn vị chiều dài cấu kiện, được xác định như sau:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}$$

C là chiều dài hình chiếu, lấy không nhỏ hơn h_0 và không lớn hơn $2h_0$

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}}$$

Kết quả tính toán cốt đai dầm được trình bày ở bảng.

5.6.2. Tính toán cột, vách cứng khung trục 4.

Tính toán cột

Lựa chọn phương pháp tính toán: Sử dụng phương pháp biểu đồ tương tác để tính toán thép cột chịu nén lệch tâm xiên.

Biểu đồ tương tác phản ánh sự tương tác giữa khả năng chịu uốn M và khả năng chịu nén N với một tiết diện có cốt thép đã biết thể hiện toàn bộ khả năng chịu tải trọng của cấu kiện.

Ứng với mỗi giá trị N tìm được một giá trị M , mỗi cặp giá trị sẽ tạo thành một điểm. Tập hợp tất cả các cặp nội lực $N - M$ ta lập được biểu đồ tương tác.

Trình tự tính toán :

Bước 1: Xác định kích thước mặt cắt $C_x.C_y$, bố trí cốt thép cột, các thông số vật liệu, các giá trị nội lực N, M_x, M_y .

Bước 2: Tính toán các thông số

$$e_{0x} = \max(M_y / N; H / 600; C_x / 30; 1cm)$$

$$e_{0y} = \max(M_x / N; H / 600; C_y / 30; 1cm)$$

$$k_{bx} = \frac{0.15}{\varphi_{Lx}(0.3 + \delta_{ex})}; k_{by} = \frac{0.15}{\varphi_{Ly}(0.3 + \delta_{ey})}$$

Trong đó $\varphi_{Lx}, \varphi_{Ly}$ - hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng tác dụng dài hạn, lấy không lớn hơn 2; $\delta_{ex} = e_{0x} / C_x, \delta_{ey} = e_{0y} / C_y$ lấy không nhỏ hơn 0,15 và không lớn hơn 1,5.

Độ cứng của cầu kiện:

$$D_x = k_{bx} E_b I_{bx} + k_s E_s I_{sx}$$

$$D_y = k_{by} E_b I_{by} + k_s E_s I_{sy}$$

Trong đó E_b, E_s lần lượt là mô đun đàn hồi của bê tông và cốt thép. $I_{bx}, I_{by}, I_{sx}, I_{sy}$ lần lượt là mô men quán tính theo hai phương x, y của diện tích tiết diện lấy lần lượt đối với bê tông và toàn bộ cốt thép dọc.

Lực tới hạn quy ước:

$$N_{crx} = \frac{\pi^2 D_x}{L_{0x}}; N_{cry} = \frac{\pi^2 D_y}{L_{0y}}$$

Với L_{0x}, L_{0y} lần lượt là chiều dài tính toán của cột theo hai phương x, y.

Hệ số kể đến ảnh hưởng uốn dọc:

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crx}}}; \eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cry}}}$$

Mô men khi kể đến ảnh hưởng uốn dọc:

$$M_x^* = N e_{0x} \eta_x; M_y^* = N e_{0y} \eta_y$$

M_x^*, M_y^* lần lượt là mô men uốn xoay xung quanh trục x và y khi kể đến ảnh hưởng uốn dọc. Gọi $\tan \alpha = M_x^* / M_y^*$.

Giá trị lực dọc giới hạn:

$$N_u = \varphi \left[R_b (A_b - A_{s,tot}) + R_{sc} A_{s,tot} \right]$$

R_b, R_{sc} lần lượt là cường độ chịu nén tính toán của bê tông và cốt thép. $A_b, A_{s,tot}$ lần lượt là diện tích tiết diện bê tông và diện tích toàn bộ cốt thép dọc.

φ - hệ số phụ thuộc độ mảnh cột, khi có tải trọng ngắn hạn được xác định theo quy luật tuyến tính với $\varphi = 0,9$ khi $L_0 / \max(C_x, C_y) = 10$ và $\varphi = 0,85$ khi $L_0 / \max(C_x, C_y) = 10$

Bước 3: Chia nhỏ phần tử cột thành các ô nhỏ có kích thước $c \times d$. Giả thiết trục trung hòa là đường thẳng có phương trình $y = ax + b$ với hệ số góc $\alpha = -1/\tan\alpha$ và hệ số b thay đổi.

Bước 4: Từ các điểm trọng tâm các ô $c \times d$ ứng với mỗi vị trí trục trung hòa xác định được biến dạng phần tử thông qua biến dạng cực đại của bê tông tại đỉnh nén, từ biến dạng xác định được ứng suất trong cốt thép và bê tông (Bỏ qua ứng suất kéo của bê tông).

Bước 5: Tính toán xác định các tọa độ của biểu đồ tương tác.

$$N = R_b A_b - \sum f_{yi} A_s$$
$$M_x = R_b A_b X_c - \sum f_{yi} A_s X_i$$
$$M_y = R_b A_b Y_c - \sum f_{yi} A_s Y_i$$

Với X_c, Y_c là khoảng cách tọa độ trọng tâm tiết diện bê tông vùng nén đến trục trung hòa.

Bước 6: Thể hiện trục hoành thể hiện khả năng chịu lực M và trục tung thể hiện khả năng chịu lực N . Xác định vị trí điểm (M, N) với N là lực dọc trong cột và

$$M = \sqrt{(M_x)^2 + (M_y)^2}$$

Tính toán vách.

Khái niệm

- Trong các nhà cao tầng hiện nay, vách cứng là một cấu kiện không thể thiếu, nó có tầm ảnh hưởng rất lớn đến khả năng chịu lực cũng như độ ổn định của toàn bộ công trình. Đối với các nhà cao tầng, tải trọng ngang bao giờ cũng chiếm ưu thế nên các vách cứng chịu lực đều được thiết kế để chịu tải trọng ngang lẫn tải trọng đứng.

- Tải trọng ngang được truyền trên các vách cứng thông qua hệ thống các bản sàn được xem là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của chúng. Do đó các vách cứng làm việc như những dầm consol có chiều cao tiết diện lớn.

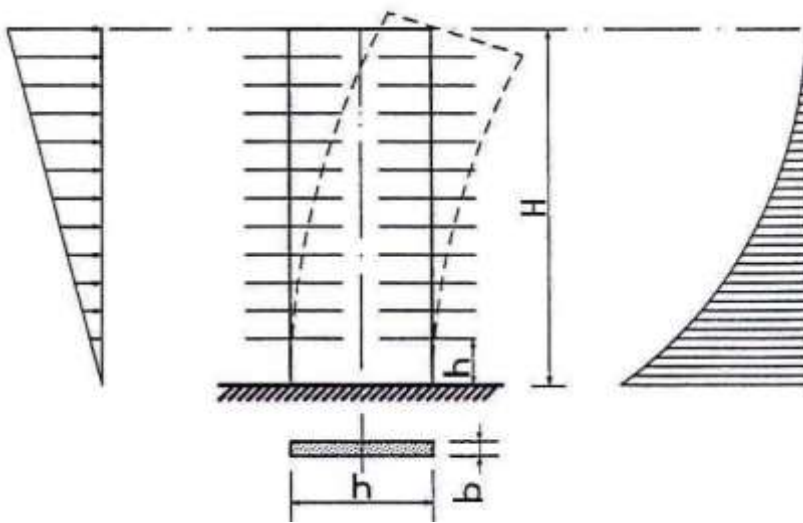
- Khả năng chịu tải của vách cứng phụ thuộc phần lớn vào hình dạng tiết diện ngang của chúng. Ngoài ra các vách cứng thường hay bị giảm yếu do các lỗ cửa. Số lượng, vị

trí, kích thước các lỗ cửa này trên chiều cao vách cứng cũng ảnh hưởng quyết định đến sự làm việc của chúng.

Vách cứng đặc

- Khác với trong cột khung, vách cứng đặc có thể coi như một dàn console lớn, chịu moment uốn và lực cắt lớn từ tải trọng ngang (trong đồ án này chỉ xét đến tải trọng gió, không tính đến tải trọng động đất và các tải trọng đặc biệt khác) cùng với tải trọng nén dọc trục do tải trọng đứng (tĩnh tải và hoạt tải đứng).

- Biến dạng của vách cứng là biến dạng uốn cong. Biến dạng tương đối giữa các tầng bên trên lớn và bên dưới nhỏ.

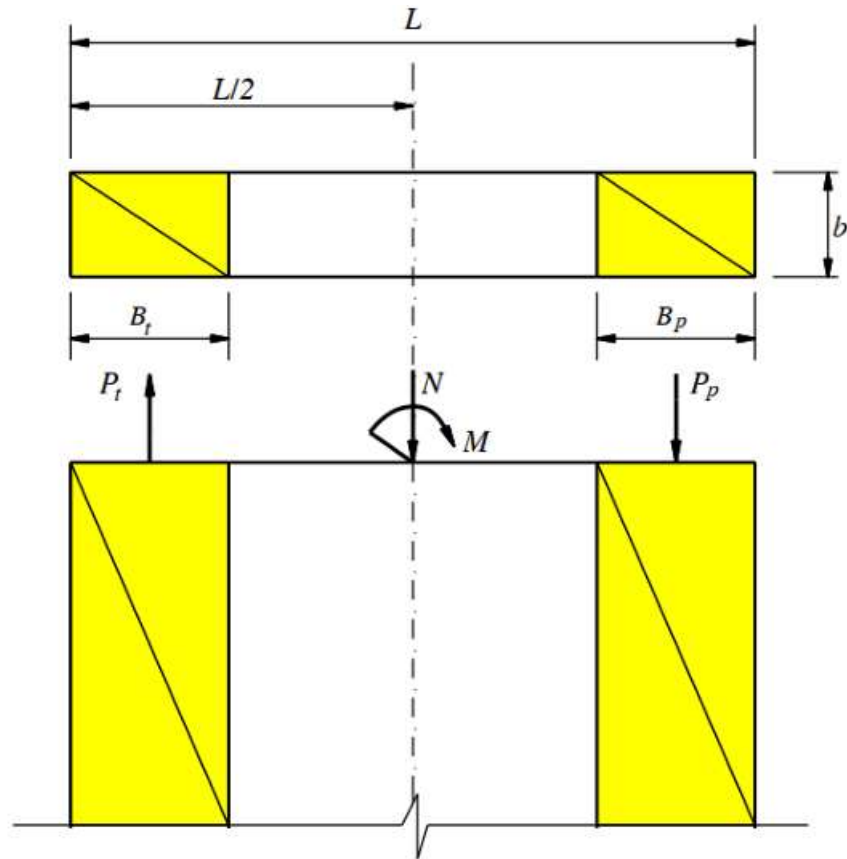


Hình 4.28 Sự làm việc của vách cứng đặc khi chịu tải trọng gió

Như vậy vách cứng làm việc như một console lớn ngàm cứng tại chân để chuyển tải trọng xuống móng.

Phương pháp tính toán vách cứng

Phương pháp giả thiết vùng biên chịu moment



Mô hình tính toán: Phương pháp vùng biên chịu moment cho rằng cốt thép đặt trong vùng biên ở hai đầu vách chịu toàn bộ moment. Moment tương đương một cặp ngẫu lực đặt tại hai vùng biên của vách. Lực dọc giả thiết là phân bố đều trên toàn bộ chiều dài mặt cắt ngang của vách.

Giả thiết cơ bản:

- + Vật liệu làm việc ở giai đoạn đàn hồi.
- + Ứng suất kéo do cốt thép chịu.
- + Ứng suất nén do cả bê tông và cốt thép chịu.

Các bước tính toán

- Bước 1: Giả thiết chiều dài vùng biên B_t, B_p chịu moment ($B_t, B_p = 0,2L$), moment M tương đương một cặp ngẫu lực đặt ở hai vùng biên của vách.

- Bước 2: Xác định lực kéo, nén trong vùng biên của vách:

$$P_{t,p} = \frac{N}{A} A_{t,p} \pm \frac{M}{(L - 0,5B_t - 0,50,5B_p)}$$

Trong đó:

+ $A_{t,p}$ - Diện tích tiết diện ngang vùng biên bên trái, bên phải của vách ($A_{t,p} = B_{t,p} \times b$).

+ A - Diện tích tiết diện ngang của toàn bộ vách, $A = b \times L$.

+ $P_{t,p}$ - Lực kéo hoặc nén ở vùng biên bên trái hoặc bên phải.

Bước 3: Tính cốt thép chịu kéo, nén, xem mỗi đoạn vách như cấu kiện nén hoặc kéo đúng tâm.

Nếu $P_p > 0$ thì vùng biên chịu nén, diện tích cốt thép tính toán theo:

$$A_{s,p} = \frac{(P_p / \varphi - R_b \times 0,2 \times b \times L)}{R_{sw} - R_b}$$

Nếu $P_p < 0$ thì vùng biên chịu kéo, diện tích cốt thép tính toán theo:

$$A_{s,t} = \frac{P_t}{R_s}$$

Bước 4: Kiểm tra hàm lượng cốt thép và bố trí cốt thép.

Hàm lượng cốt thép trong vách cứng $0,4\% < \mu < 3,5\%$, nếu không thỏa mãn thì tăng kích thước B_t, B_p rồi tính lại.

Bước 5: Kiểm tra phần vách còn lại giữa hai vùng biên như đối với cấu kiện chịu nén đúng tâm. Lực dọc tác dụng lên vùng bụng vách được xác định theo công thức:

$$P_b = \frac{N}{A} (A - A_t - A_p)$$

Trường hợp bê tông đã đủ khả năng chịu lực thì cốt thép trong vùng này được đặt theo cấu tạo.

Kết quả tính toán cốt thép vách được trình bày ở phụ lục.

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 4.

6.1. Tính toán và chọn đất nền đặt móng cọc

6.1.1. Điều kiện địa chất công trình

6.1.1.1. Điều kiện tự nhiên

Công trình xây dựng nằm tại Quận Liên Chiểu, Thành phố Đà Nẵng. Đây là khu vực quy hoạch đồng bộ, giao thông đi lại thuận tiện.

6.1.1.2. Điều kiện địa tầng

Dựa vào kết quả khảo sát hiện trường và kết quả thí nghiệm trong phòng, địa chất nền được chia thành các lớp sau:

Lớp 1a: Cát mịn, kết cấu rời đến chặt vừa, có màu xám trắng, nâu vàng. Trạng thái ẩm đến bão hoà nước. Lớp này xuất hiện ở tất cả các lỗ khoan với bề dày lớp thay đổi từ 0,8 đến 2,6m. Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau:

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	=	22.94
- Dung trọng tự nhiên, g_{tn} (g/cm^3)	=	1.910
- Dung trọng khô, g_c (g/cm^3)	=	1.554
- Dung trọng đẩy nổi, $g_{đn}$ (g/cm^3)	=	0.971
- Tỷ trọng, D (g/cm^3)	=	2.65
- Hệ số rỗng tự nhiên, e_o	=	0.708
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm^2/kG)	=	0.011
- Modul biến dạng, E (kG/cm^2)	=	125.2
- Lực dính kết, C (kG/cm^2)	=	0.006
- Góc nội ma sát, j (độ)	=	$31^{\circ}10'$
- SPT N 30 (búa)	=	16

Lớp 1: Cát thô vừa, kết cấu chặt đến rất chặt, có màu nâu vàng, nâu đen. Trạng thái bão hoà nước. Lớp này xuất hiện ở tất cả các lỗ khoan với bề dày lớp thay đổi từ 2,2 đến 4,5m. Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau:

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	=	20.19
- Dung trọng tự nhiên, g_{tn} (g/cm^3)	=	1.939
- Dung trọng khô, g_c (g/cm^3)	=	1.606
- Dung trọng đẩy nổi, $g_{đn}$ (g/cm^3)	=	1.004
- Tỷ trọng, D (g/cm^3)	=	2.64
- Hệ số rỗng tự nhiên, e_o	=	0.645
- SPT N 30 (búa)	=	43
- Modul biến dạng, E (kG/cm^2)	=	260
- Lực dính kết, C (kG/cm^2)	=	0.000
- Góc nội ma sát, j (độ)	=	$37^{\circ}00'$

Lớp 2: Cát mịn, kết cấu chặt vừa, có màu xám xanh, trạng thái bão hoà nước. Lớp này xuất hiện ở tất cả các lỗ khoan với bề dày lớp thay đổi từ 5,3 đến 9,0m. Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau:

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	=	21.83
- Dung trọng tự nhiên, g_{tn} (g/cm ³)	=	1.918
- Dung trọng khô, g_c (g/cm ³)	=	1.580
- Dung trọng đẩy nổi, $g_{đn}$ (g/cm ³)	=	0.988
- Tỷ trọng, D (g/cm ³)	=	2.65
- Hệ số rỗng tự nhiên, e_o	=	0.680
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	=	0.011
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	=	133.4
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	=	0.011
- Góc nội ma sát, j (độ)	=	31°25¢
- SPT N 30 (búa)	=	18

Lớp 3: Sét pha, trạng thái dẻo mềm, có màu xám đen. Trạng thái dẻo mềm. Lớp này xuất hiện ở các lỗ khoan với bề dày lớp thay đổi từ 0,2m đến 3,5m. Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau:

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	=	35.26
- Dung trọng tự nhiên, g_{tn} (g/cm ³)	=	1.821
- Dung trọng khô, g_c (g/cm ³)	=	1.339
- Tỷ trọng, D (g/cm ³)	=	2.68
- Hệ số rỗng tự nhiên, e_o	=	1.006
- Giới hạn chảy, W_L (%)	=	40.52
- Giới hạn dẻo, W_P (%)	=	25.29
- Chỉ số dẻo, I_P (%)	=	15.23
- Độ sệt, B	=	0.708
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	=	0.045
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	=	56.4
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	=	0.112
- Góc nội ma sát, j (độ)	=	07°24¢
- SPT N 30 (búa)	=	07

Lớp TK: Cát mịn xen kẹp sét, kết cấu rời, có màu xám xanh, trạng thái bão hoà nước. Lớp này chỉ xuất hiện ở lỗ khoan BH1 với bề dày lớp 2,2m. Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau:

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	=	25.12
- Dung trọng tự nhiên, g_{tn} (g/cm ³)	=	1.876
- Dung trọng khô, g_c (g/cm ³)	=	1.499
- Dung trọng đẩy nổi, $g_{đn}$ (g/cm ³)	=	0.937
- Tỷ trọng, D (g/cm ³)	=	2.66
- Hệ số rỗng tự nhiên, e_o	=	0.775
- Hệ số nén lún, a_{1-2} (cm ² /kG)	=	0.015

- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	=	94.7
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	=	0.008
- Góc nội ma sát, j (độ)	=	28°32'
- SPT N 30 (búa)	=	06

Lớp 4: Sét pha, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng, có màu nâu vàng, đốm đỏ, xám xanh. Trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng. Lớp này xuất hiện ở tất cả các lỗ khoan với bề dày lớp thay đổi từ 1,9m đến 7,5m. Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau:

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	=	27.72
- Dung trọng tự nhiên, g _{tn} (g/cm ³)	=	1.902
- Dung trọng khô, g _c (g/cm ³)	=	1.489
- Tỷ trọng, D (g/cm ³)	=	2.70
- Hệ số rỗng tự nhiên, e _o	=	0.812
- Giới hạn chảy, W _L (%)	=	37.81
- Giới hạn dẻo, W _P (%)	=	24.25
- Chỉ số dẻo, I _P (%)	=	13.56
- Độ sệt, B	=	0.257
- Hệ số nén lún, a ₁₋₂ (cm ² /kG)	=	0.030
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	=	123.2
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	=	0.151
- Góc nội ma sát, j (độ)	=	16°08'
- SPT N 30 (búa)	=	13

Lớp 5: Cát pha lẫn cát thô vừa, trạng thái cứng (nguồn gốc phong hóa), có màu nâu vàng, xám xanh đốm trắng lẫn dăm sạn. Lớp này xuất hiện ở tất cả các lỗ khoan với bề dày lớp thay đổi từ 1,0m đến 8,5m. Đặc trưng cơ lý trung bình của lớp đất như sau:

- Độ ẩm tự nhiên, W (%)	=	19.89
- Dung trọng tự nhiên, g _{tn} (g/cm ³)	=	1.937
- Dung trọng khô, g _c (g/cm ³)	=	1.619
- Tỷ trọng, D (g/cm ³)	=	2.68
- Hệ số rỗng tự nhiên, e _o	=	0.654
- Giới hạn chảy, W _L (%)	=	27.47
- Giới hạn dẻo, W _P (%)	=	20.94
- Chỉ số dẻo, I _P (%)	=	6.54
- Độ sệt, B	=	-0.204
- Hệ số nén lún, a ₁₋₂ (cm ² /kG)	=	0.020
- Modul biến dạng, E (kG/cm ²)	=	231.1
- Lực dính kết, C (kG/cm ²)	=	0.165
- Góc nội ma sát, j (độ)	=	26°05'
- SPT N 30 (búa)	=	36

Lớp 6: Đá Granit, phong hóa, nứt nẻ vừa, có màu xám xanh, đốm trắng. Tỷ lệ thu hồi lõi TCR = 10-60%, RQD = 0-50%. Lớp này xuất hiện tại các lỗ khoan BH1, BH3, BH5, BH6, BH7 với bề dày lớp khoan qua thay đổi từ 0,5 đến 2,0m, chưa khoan hết lớp,

dùng khoan ở độ sâu 21,5m (BH1); 21,0m (BH3); 21,5m (BH5); 23,0m (BH6); 22m (BH7).

6.1.1.3. Nước dưới đất

Trong thời gian khảo sát, mực nước ngầm dao động và ổn định trong các lỗ khoan ở độ sâu từ 0,8 đến 1,0m trong bề dày lớp đất 1a. Mực nước ngầm ở đây dao động theo mùa và thời tiết.

6.1.2. Đánh giá chỉ tiêu vật lý nền đất

– Độ ẩm đất dùng để đánh giá bằng độ bão hòa:

$$G = \frac{W \cdot \gamma_{tn}}{\epsilon_0 \cdot \gamma_n}$$

– Trong đó:

- + W: Độ ẩm tự nhiên (%).
- + γ_{tn} : Dung trọng tự nhiên đất (g/cm^3).
- + ϵ_0 : Hệ số rỗng tự nhiên đất
- + γ_n : Dung trọng riêng nước = $1 \text{ g}/\text{cm}^3$.

Bảng 6.1: Đánh giá chỉ tiêu vật lý đất nền

Lớp	Tên loại đất	ϵ_0	B	G	Đánh giá
1a	Cát mịn	0.708	-	0.6189	Chặt vừa, bão hòa nước
1	Cát thô vừa	0.645	-	0.607	Chặt vừa, bão hòa nước
2	Cát mịn	0.68	-	0.6157	Chặt vừa, bão hòa nước
3	Sét pha	1.006	0.708	0.6383	Đẻo mềm, bão hòa nước
TK	Cát mịn xen kẹp sét	0.775	-	0.6081	Xốp, bão hòa nước
4	Sét pha	0.812	0.257	0.6493	Đẻo, bão hòa nước
5	Cát pha lẫn cát thô vừa	0.654	- 0.204	0.5891	Rắn, bão hòa nước
6	Đá Grannit	-	-	-	-

Bảng 6.2: Đánh giá chỉ tiêu cơ lý nền đất

Lớp	Tên loại đất	Tính nén lún	Tính chất đất	Đánh giá đất nền
1a	Cát mịn	Vừa	Tốt	Chặt vừa
1	Cát thô vừa	-	Tốt	Chặt
2	Cát mịn	Vừa	Tốt	Chặt vừa
3	Sét pha	Vừa	Trung bình	Đẻo mềm
TK	Cát mịn xen kẹp sét	Vừa	Trung bình	Rất rời rạt
4	Sét pha	Vừa	Tốt	Đẻo
5	Cát pha lẫn cát thô vừa	Vừa	Tốt	Cứng
6	Đá Grannit	-	-	-

→ Vậy ta thấy ở lớp đất 5: cát pha lẫn cát thô vừa có trạng thái rắn, bão hòa nước với tính chất đất nền cứng thích hợp cho việc chịu tải từ cọc truyền xuống.

6.2. Tính toán và thiết kế sơ bộ móng cọc khoan nhồi

6.2.1. Các giả thiết tính toán

Việc tính toán móng cọc đài thấp dựa vào các giả thiết sau:

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

6.2.2. Xác định các trường hợp truyền tải trọng xuống móng

- Móng công trình được tính toán dựa theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống móng của phương án kết cấu đã chọn bao gồm:
 - + $(N_{\max}; M_{x\text{tur}}; M_{y\text{tur}}; Q_{x\text{tur}}; Q_{y\text{tur}})$
 - + $(N_{\text{tur}}; M_{x\max}; M_{y\text{tur}}; Q_{x\text{tur}}; Q_{y\text{tur}})$
 - + $(N_{\text{tur}}; M_{x\text{tur}}; M_{y\max}; Q_{x\text{tur}}; Q_{y\text{tur}})$
 - + $(N_{\text{tur}}; M_{x\text{tur}}; M_{y\text{tur}}; Q_{x\max}; Q_{y\text{tur}})$
 - + $(N_{\text{tur}}; M_{x\text{tur}}; M_{y\text{tur}}; Q_{x\text{tur}}; Q_{y\max})$

Bảng 6.3: Nội lực phản lực tại chân cột.

Tên cột	Kích thước cột		Nội lực xuống cột				
	b	h	N	Mx	My	Qx	Qy
	m	m	kN	kN.m	kN.m	kN	kN
C2	0.3	0.7	-2096	-26.18	3.2269	-20.77	-61.35
			-2096	-26.18	3.2269	-20.77	-61.35
			-1753	-15.76	8.2396	-14.861	-37.5
			-1601	-10.71	-3.795	-32.948	-25.57
			-2096	-26.12	3.2477	-20.77	-61.35
W1	5	5.5	-2992	2.7872	-23.59	133.563	-10.42
			-2915	13.57	-94.63	79.3402	-16.36
			-2670	1.6165	-222.7	-39.567	-9.357
			-2883	3.0654	14.121	152.904	-7.583
			-2768	-4.871	-91.72	62.5335	-17.48
C5	1	1.6	-3726	-2.991	-56.03	-49.202	-2.061
			-3025	-3.52	-21.96	-30.814	-6.319
			-3578	-6.053	-97.41	-54.691	-2.707
			-3578	-6.053	-97.41	-54.691	-2.707
			-3473	-13.52	-16.38	-37.379	-6.808
C9	0.6	0.8	-2195	-8.32	-40.85	-30.113	-19.75
			-1719	-23.39	-10.62	-23.598	-39.51
			-1919	-12.93	-76.73	-29.754	-24.55
			-2195	-8.32	-40.85	-30.113	-19.75
			-1719	-23.39	-10.62	-23.598	-39.51

6.2.3. Chọn sơ bộ chiều sâu chân đài móng

Vì móng cọc đài thấp nên chiều sâu đặt đế đài phải thỏa mãn điều kiện:

$$h \geq 0.7h_{\min}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \sqrt{\frac{2 \sum H}{\gamma \cdot b}}$$

– Trong đó:

- + h: độ chôn sâu của đáy đài (m).
- + φ, γ : góc ma nội ma sát lớn nhất giữa các lớp đất $j = 37^\circ$ và dung trọng của đất từ đáy đài trở lên $\gamma = 1.004 \text{ g/cm}^3 = 9,845877 \text{ kN/m}^3$
- + $\sum H$: tổng tải trọng nằm ngang = $Q_x + Q_y$ (kN).
- + b: cạnh của đáy đài theo phương thẳng góc với tổng lực ngang = 2m.

Bảng 6.4: Chọn chiều sâu chôn đài

Tên cột	Sơ bộ chiều sâu đài móng		
	$\sum H$	$0.7h_{\min}$	h
	kN/m	m	m
C2	82.119	0.7127	4
	82.119	0.7127	4
	52.365	0.5691	4
	58.516	0.6016	4
	82.119	0.7127	4
W1	143.98	0.9437	4
	95.703	0.7694	4
	48.924	0.5501	4
	160.49	0.9964	4
	80.018	0.7035	4
C5	51.263	0.5631	4
	37.132	0.4793	4
	57.398	0.5959	4
	57.398	0.5959	4
	44.187	0.5228	4

C9	49.864	0.5554	3.8
	63.113	0.6248	3.8
	54.302	0.5796	3.8
	49.864	0.5554	3.8
	63.113	0.6248	3.8

6.2.4. Chọn kích thước cọc, chiều sâu chôn cọc

Để chọn được kích thước và chiều sâu mũi cọc thích hợp cần dựa vào điều kiện địa chất và tải trọng công trình, điều kiện về trình độ kỹ thuật thi công và điều kiện kinh tế.

Bảng 6.5: Chọn kích thước cọc và chiều sâu chôn cọc

Tên cột	Chọn kích thước và chiều sâu chôn cọc			
	D	hcọc	Thép cọc	
	m	m	Cây	D (m)
C2	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
W1	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
C5	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02

	0.8	22	4	0.02
C9	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02
	0.8	22	4	0.02

6.2.5. Tính toán sức chịu tải của cọc đơn

a. Sức chịu tải cọc đơn theo vật liệu làm cọc:

$$P_{vl} = \varphi(m_1 m_2 R_b A_b + R_s A_s)$$

– Trong đó:

- + m_1 : hệ số điều kiện làm việc khi đổ bê tông qua ống cống chuyển dịch thẳng đứng, $m_1 = 0,85$.
- + m_2 : hệ số đổ bê tông trong bentonite, $m_2 = 0,7$.
- + R_b : cường độ chịu nén của bê tông = 17000 kN/m²
- + A_b : diện tích tiết diện bê tông.
- + R_s : cường độ tính toán của cốt thép = 260000kN/m²
- + A_s : diện tích cốt thép trong cọc.
- + $\varphi=1$: hệ số uốn dọc, với móng cọc đài thấp không xuyên qua than bùn.

b. Sức chịu tải giới hạn do ma sát mặt bên:

$$P_{ms} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot z_i$$

- Trong đó:
- + γ_c : Hệ số điều kiện làm việc của cọc = 0,6.
- + u (m): chu vi diện tích tiết diện ngang thân cọc
- + f_i : Cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ i trên thân cọc, lấy theo bảng 3 TCVN 10304:2014
- + z_i (m): Chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ i

c. Sức chịu tải cọc đơn theo đất nền:

Xác định sức chịu tải theo phương pháp tiêu chuẩn SPT: Sử dụng kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT để tính toán sức chịu tải giới hạn của cọc theo công thức Nhật Bản cho tiêu chuẩn TCXD 205:1998

$$P_{SPT} = \frac{1}{3} [\alpha \cdot N_{\alpha} \cdot A_p + (0,2 \cdot N_s \cdot L_s + C_n \cdot L_c) \pi d]$$

– Trong đó:

- + α : hệ số phụ thuộc phương pháp thi công cọc = 15
- + N_{α} : chỉ số SPT của đất tại mũi cọc = 36
- + N_s : chỉ số SPT trung bình của các lớp đất cát mà cọc cắm qua = 23,8
- + C_n : lực dính đơn vị của đất dính = 42,8 kG/m² = 0,0428 T/m²
- + L_s : chiều dài cọc cắm qua đất cát = 12,3 m
- + L_c : chiều dài cọc cắm qua đất dính = 9,7 m
- + d : Đường kính tiết diện cọc = 1 m
- + A_p : diện tích tiết diện ngang dưới mũi cọc.

Vậy sức chịu tải giới hạn của cọc:

$$P_{tk} = \min(P_{vl}, P_{đn})$$

Bảng 6.6: Sức chịu tải của cọc

Tên cột	Sức chịu tải giới hạn cọc						
	As (cọc)	Ab	Pvl	Pms	Pspt	Ptk	Ptt
	m2	m2	kN	kN	kN	kN	kN/m2
C2	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
W1	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
C5	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62

	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
C9	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62
	0.0013	0.5014	5409.7	33754	3891.6	3891.6	675.62

6.2.6. Xác định diện tích đáy đài, số lượng cọc, bố trí cọc

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

$$P_{tt} = \frac{P_{tk}}{(3d)^2}$$

Diện tích sơ bộ đáy đài:

$$A_d = \frac{N_0^{tt}}{P_{tt} - \gamma_{tb} * h * n}$$

Trong đó:

N_0^{tt} (kN): lực dọc tính toán.

h (m): chiều sâu đặt đáy của đài = 2,1 m

γ_{tb} : trị trung bình của trọng lượng riêng đài cọc và đất trên đài, $\gamma_{tb} = 22\text{kN/m}^3$.

n : hệ số vượt tải, $n = 1,1$;

Trọng lượng tính toán sơ bộ của đài và lớp đất trên mặt đài:

$$N_{sb}^{tt} = n * A_d * h * \gamma_{tb}$$

Số cọc dưới móng cọc xác định theo công thức:

$$n_c = \beta \frac{N_0^{tt} + N_{sb}^{tt}}{P_{tk}}$$

Trong đó:

β : hệ số kể đến ảnh hưởng của moment, tải trọng ngang, số lượng cọc trong đài = 1.

P_{tk} : sức chịu tải của cọc.

Bảng 6.7: Diện tích đáy đài, số lượng cọc.

Tên cột	Diện tích đáy đài số lượng cọc				
	Ađ	Ađ chọn	Nttsb	nc	Chọn cọc
	m2	m2	kN		
C2	3.6217	5.32	350.58	0.6288	2
	3.6217	5.32	350.58	0.6288	
	3.0291	5.32	293.22	0.4259	
	2.7656	5.32	267.71	0.4801	
	3.6216	5.32	350.58	0.6288	
W1	5.1691	6.44	500.37	0.8974	4
	5.0354	6.44	487.43	0.8742	
	4.612	6.44	446.44	0.8007	
	4.9805	6.44	482.11	0.8647	
	4.7827	6.44	462.96	0.8303	
C5	6.438	23.56	623.2	1.1177	6
	5.2259	23.56	505.87	0.9073	
	6.1807	23.56	598.29	1.073	
	6.1807	23.56	598.29	1.073	
	6.0008	23.56	580.88	1.0418	
C9	3.7616	14.44	345.92	0.6531	2
	2.9456	14.44	270.88	0.5114	
	3.2876	14.44	302.33	0.5708	
	3.7616	14.44	345.92	0.6531	
	2.9456	14.44	270.88	0.5114	

→ Tính toán và bố trí cốt thép cho trục 4 với 3 cột C2, C5, C9 và vách W1

Bố trí cọc cho trục 4 với khoảng hở $a = 0,5D$ và khoảng cách giữa các cọc $= 3D$.

6.3. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc

Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc với tổng lực dọc tính toán gồm moment theo 2 phương (M_x, M_y) và lực ngang theo 2 phương (Q_x, Q_y).

Móng chịu tải trọng lệch tâm theo 2 phương x, y nên lực tác dụng xuống cọc bất kỳ được xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min}^{\text{tt}} = \frac{N^{\text{tt}}}{n_c} \pm \frac{M_x^{\text{tt}} \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^{n'} y_i^2} \pm \frac{M_y^{\text{tt}} \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^{n'} x_i^2}$$

Trong đó:

N^{tt} (kN): Tổng tải trọng thẳng đứng tính toán tại đáy đài, xác định như sau:

Trọng lượng tính toán của đài và đất đắp trên đài theo diện tích đầy đáy thực tế:

$$N_d^{\text{tt}} = n \cdot F_d h_d \cdot \gamma_{bt}$$

Lực dọc tính toán xác định lên đáy đài:

$$N^{\text{tt}} = N_0^{\text{tt}} + N_d^{\text{tt}}$$

n_c : Số lượng cọc trong móng = 4

$M_x^{\text{tt}}, M_y^{\text{tt}}$ (kN.m): Tổng moment của tải trọng ngoài ứng với trục x và y so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài.

$$M_x^{\text{tt}} = M_x + Q_y \cdot h_d \text{ (kN.m)}$$

$$M_y^{\text{tt}} = M_y + Q_x \cdot h_d \text{ (kN.m)}$$

x_{\max}, y_{\max} (m): Khoảng cách từ trục cọc chịu nén nhiều nhất đến trục y, x đi qua trọng tâm đài.

x_i, y_i (m): Khoảng cách từ trục cọc thứ i đến trục y, x đi qua trọng tâm đài.

Trọng lượng cọc:

$$P_c = n \cdot \gamma_{tb} \cdot A_p \cdot L = 1,1 \times 24,615 \times 0,7854 \times 22 = 467,842 \text{ kN}$$

Trong đó:

n: Hệ số vượt tải $n = 1,1$.

γ_{bt} : Trọng lượng riêng của bê tông = 24.615 kN/m³

A_p : Diện tích tiết diện ngang dưới mũi cọc = $\frac{\pi D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1^2}{4} = 0,7854 \text{ m}^2$

L: Chiều dài cọc = 22 m.

Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

$$\begin{cases} P_{\max}^{\text{tt}} + P_c < P_{tk} \\ P_{\min}^{\text{tt}} > 0 \end{cases}$$

Bảng 6.8: Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc

Tên cột	Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc										
	Ntt	Mx (tt)	My (tt)	x max	y max	$\sum \xi_1^2$	$\sum \psi_1^2$	Ptt max	Ptt min	Pc	Ktra
	kN	kN.m	kN.m	m	m	m ²	m ²	kN	kN	kN	
C2	2611.3	259.31	82.152	1.8	1.8	12.96	12.96	1353.1	958.21	273.56	Thỏa
	2611.3	259.31	82.152					1353.1	1258.2	273.56	Thỏa
	2268.3	158.28	64.711					1165.1	1103.2	273.56	Thỏa
	2115.8	107.87	129					1090.8	1025	273.56	Thỏa
	2611.3	259.24	82.173					1353.1	1258.2	273.56	Thỏa
W1	3615.4	50.729	637.98	1.8	1.8	12.96	12.96	1903.3	1712	273.56	Thỏa
	3538	88.841	459.6					1845.2	1692.8	273.56	Thỏa
	3292.9	44.66	404.69					1708.9	1584.1	273.56	Thỏa
	3506.2	37.948	717.48					1858	1648.2	273.56	Thỏa
	3391.7	85.301	379.37					1760.4	1631.3	273.56	Thỏa
C5	6007	15.771	361.08	1.8	1.8	12.96	12.96	3055.9	2951.2	273.56	Thỏa
	5305.5	42.695	213					2688.3	2617.2	273.56	Thỏa
	5858.1	22.839	436.49					2992.9	2865.3	273.56	Thỏa
	5858.1	22.839	436.49					2992.9	2865.3	273.56	Thỏa
	5754	55.725	248.14					2919.2	2834.8	273.56	Thỏa
C9	3523.4	83.372	155.28	1.8	1.8	12.96	12.96	1794.8	1728.6	273.56	Thỏa
	3047.1	173.54	100.29					1561.6	1485.5	273.56	Thỏa
	3246.7	106.21	189.79					1664.5	1582.3	273.56	Thỏa
	3523.4	83.372	155.28					1794.8	1728.6	273.56	Thỏa
	3047.1	173.54	100.29					1561.6	1485.5	273.56	Thỏa

6.4. Kiểm tra nền đất tại mặt phẳng mũi cọc

Kiểm tra nền đất và mặt phẳng mũi cọc, giả thiết coi đài cọc, cọc và phần đất giữa các cọc là móng khối quy ước.

Diện tích đáy móng khối quy ước xác định theo công thức:

$$F_{qr} = A_{qr} \cdot B_{qr}$$

Trong đó:

$$A_{qr} = A_n + 2 \cdot L \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$B_{qr} = B_n + 2 \cdot L \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

- A_n, B_n : Khoảng cách tính từ mép ngoài của hai hàng ngoài cùng.
- L (m): Chiều dài chôn móng + cọc = $2,1 + 22 = 24,1$ m
- $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$ (độ); Với φ_{tb} : Góc nội ma sát trung bình các cọc đi qua = $24,43^\circ$

Tổng trọng lượng móng khối quy ước:

$$N_{qr} = N_c$$

Với N_c (kN) = $A_c \cdot R_{b(B30)}$; A_c (m²): Diện tích tiết diện ngang cọc.

Lực dọc tiêu chuẩn xác định đến đáy khối móng quy ước:

$$N^{tc} = N_0^{tc} + N_{qr}$$

Momen tiêu chuẩn tại đáy móng khối quy ước:

$$M_x^{tc} = M_{ox}^{tc} + Q_x^{tc} \cdot h$$

$$M_y^{tc} = M_{oy}^{tc} + Q_y^{tc} \cdot h$$

Độ lệch tâm theo trục X, Y:

$$e_x = \frac{M_x^{tc}}{N_{qr}^{tc}}; e_y = \frac{M_y^{tc}}{N_{qr}^{tc}}$$

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy móng khối quy ước:

$$\sigma_{tb}^{tc} = \frac{N_{qr}^{tc}}{F_{qr}}$$

$$\sigma_{max/min}^{tc} = \frac{N^{tc}}{F_{qr}} \left(1 \pm \frac{6 \times e_x}{A_{qr}} \pm \frac{e \times e_y}{B_{qr}} \right)$$

Ta kiểm tra theo điều kiện:

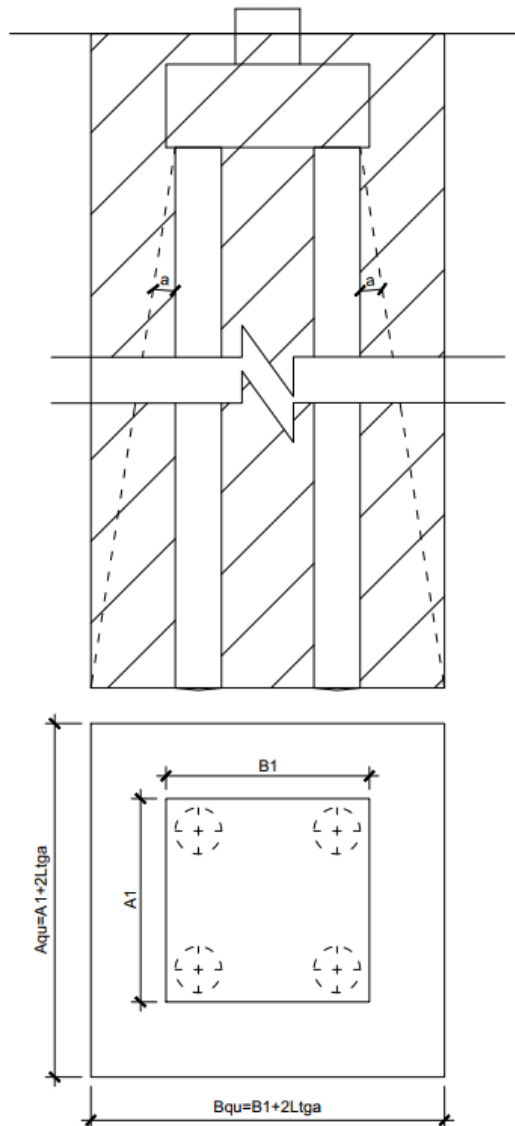
$$\sigma_{tb}^{tc} < R^{tc} \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

$$\sigma_{max}^{tc} < 1,2 \cdot R^{tc}$$

$$R^{tc} = \frac{m_1 + m_2}{K_{tc}} (A \cdot B_{qr} \cdot \gamma + B \cdot h \cdot \gamma_{tb} + D \cdot C^{tc})$$

Trong đó:

- m_1 : Hệ số điều kiện làm việc của đất nền = 1,1
- m_2 : Hệ số điều kiện làm việc của nhà và công trình = 1,2
- k_{tc} : Hệ số tin cậy = 1
- γ (kN/m²): Dung trọng trung bình của đất trên đáy móng.
- γ_{tb} (kN/m²): Dung trọng trung bình của đất dưới đáy móng.
- C^{tc} : Lực dính tiêu chuẩn của đất dưới chỗ đặt cọc = 0,165 kG/m² = 0,00162 kN/m²



Bảng 6.9: Kiểm tra đất nền tại mặt phẳng mũi cọc.

Tên cột	Kiểm tra nền đất tại mặt phẳng mũi cọc															
	An	Bn	Aqr	Bqr	Fqr	Nqr	Ntc	Mx (tc)	My (tc)	ex	ey	stb (tc)	smax (tc)	smin (tc)	R (tc)	Ktra
	m	m	m	m	m ²	kN	kN	kN.m	kN.m	m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	
C2	1	3.4	6.5636	8.9636	58.833	11156	13253	105.1	236.35	0.0079	0.0178	225.26	229.58	220.94	228.65	Thỏa
	1	3.4	6.5636	8.9636	58.833	11156	13253	105.1	236.35	0.0079	0.0178	225.26	229.58	220.94	228.65	Thỏa
	1	3.4	6.5636	8.9636	58.833	10813	12567	72.236	150.75	0.0057	0.012	213.6	216.44	210.76	218.65	Thỏa
	1	3.4	6.5636	8.9636	58.833	10661	12262	135.91	100.95	0.0111	0.0082	208.42	211.68	205.15	218.65	Thỏa
W1	1	4.2	6.5636	9.7636	64.084	12160	15152	617.18	71.534	0.0407	0.0047	236.45	245.94	226.96	245.16	Thỏa
	1	4.2	6.5636	9.7636	64.084	12083	14998	378.54	169.9	0.0252	0.0113	234.03	241.06	227	235.16	Thỏa
	1	4.2	6.5636	9.7636	64.084	11838	14508	183.62	265.73	0.0127	0.0183	226.38	231.55	221.22	235.16	Thỏa
	1	4.2	6.5636	9.7636	64.084	12051	14934	706.43	49.003	0.0473	0.0033	233.04	243.59	222.49	235.16	Thỏa
	1	4.2	6.5636	9.7636	64.084	11937	14705	292.53	172.15	0.0199	0.0117	229.47	235.29	223.64	235.16	Thỏa
C5	3.4	5.8	8.9636	11.364	101.86	14552	18279	308.04	68.809	0.0169	0.0038	179.45	181.83	177.07	268.2	Thỏa
	3.4	5.8	8.9636	11.364	101.86	13851	16876	194.56	61.131	0.0115	0.0036	165.68	167.27	164.08	268.2	Thỏa
	3.4	5.8	8.9636	11.364	101.86	14403	17981	345.13	114.19	0.0192	0.0064	176.53	179.39	173.67	268.2	Thỏa

	3.4	5.8	8.9636	11.364	101.86	14403	17981	345.13	114.19	0.0192	0.0064	176.53	179.39	173.67	268.2	Thỏa
	3.4	5.8	8.9636	11.364	101.86	14299	17773	245.27	58.591	0.0138	0.0033	174.48	176.4	172.57	268.2	Thỏa
C9	3.4	3.4	8.9208	8.9208	79.58	12069	14264	122.75	115.9	0.0086	0.0081	179.24	181.26	177.22	216.08	Thỏa
	3.4	3.4	8.9208	8.9208	79.58	11592	13312	113.06	160.77	0.0085	0.0121	167.27	169.59	164.96	216.08	Thỏa
	3.4	3.4	8.9208	8.9208	79.58	11792	13711	126	170.01	0.0092	0.0124	172.29	174.79	169.79	216.08	Thỏa
	3.4	3.4	8.9208	8.9208	79.58	12069	14264	122.75	115.9	0.0086	0.0081	179.24	181.26	177.22	216.08	Thỏa
	3.4	3.4	8.9208	8.9208	79.58	11592	13312	113.06	160.77	0.0085	0.0121	167.27	169.59	164.96	216.08	Thỏa

6.5. Kiểm tra lún cho móng cọc

Áp lực phân bố dưới đáy móng: $P_{tb}^{tc} = \frac{N_0^{tc}}{h \cdot b} + \gamma_{tb} \cdot h_m$ (kN/m²)

Trong đó:

- N_0 (kN): Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên móng
- h (m): Chiều dài đài cọc đã chọn.
- b (m): Chiều rộng đài cọc đã chọn.
- γ_{tb} (kN/m³): Trọng lượng thể tích bình quân = 22 kN/m³
- h_m (m): Chiều sâu chôn móng + cọc = 24,1 m

Áp lực gây lún: $P_{gl} = P_{tb}^{tc} - \gamma_{tb} \cdot h_m$ (kN/m²)

Tính ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất gây ra:

$$\sigma'_z = P_1 = \gamma_i \cdot h_i \text{ (kN/m}^2\text{)} \rightarrow e_1 \text{ bằng bảng 4.10}$$

Trong đó:

- γ_i (kN/m³): Dung trọng của lớp đất đang xét.
- h_i (m): Chiều dày lớp đất đang xét đến đáy móng.

Tính $\Delta\sigma_z = k_o \cdot P_{gl}$; Với k_o tra bảng 3 TCVN 10304:2014

Tính $P_2 = P_1 + \Delta\sigma_z$ à e_2 bằng bảng 4.10

Bảng 6.10: Quan hệ e và P

P (kN/m ²)	0	100	200	300	400
e	0.544	0.36	0.268	0.218	0.205

Đối với đất rời: $S_i = \frac{e_1 - e_2}{1 - e_1} h_i$

Đối với đất dính: $S_i = \frac{\beta}{E_0} \cdot \Delta\sigma_z \cdot h_i$ Với $\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}$ và $\nu = 0,3$

Kiểm tra điều kiện lún: $\sum S_i < [S]_{gh}$ với $[S]_{gh} = 10$ m tra trong bảng 16 TCVN 9362-2012

Bảng 6.11: Tính lún cho cọc lớp đất 1

Tên cột	Ptb (tc)	Pgl	l/b	qc	Lớp đất 1								
	kN/m ²	kN/m ²		MPa	sz' (P1) (kN/m ²)	2z/b	ko	Dsz (kN/m ²)	hi (m)	P2 (kN/m ²)	e1	e2	Si (m)
C2	145.59	57.59	2.71	4.17	63.70	1.50	0.46	26.52	1.05	90.22	0.43	0.38	0.09
	145.59	57.59	2.71	4.17	63.70	1.50	0.46	26.52	1.05	90.22	0.43	0.38	0.09
	136.17	48.17	2.71	3.49	63.70	1.50	0.46	22.18	1.05	85.88	0.43	0.39	0.07
	131.98	43.98	2.71	3.18	63.70	1.50	0.46	20.25	1.05	83.95	0.43	0.39	0.07
	145.59	57.59	2.71	4.17	63.70	1.50	0.46	26.52	1.05	90.22	0.43	0.38	0.09
W1	170.20	82.20	3.29	5.95	63.70	1.50	0.46	37.85	1.05	101.55	0.43	0.36	0.13
	168.07	80.07	3.29	5.80	63.70	1.50	0.46	36.87	1.05	100.57	0.43	0.36	0.12
	161.34	73.34	3.29	5.31	63.70	1.50	0.46	33.77	1.05	97.47	0.43	0.36	0.11
	167.20	79.20	3.29	5.74	63.70	1.50	0.46	36.47	1.05	100.17	0.43	0.36	0.12
	164.05	76.05	3.29	5.51	63.70	1.50	0.46	35.02	1.05	98.72	0.43	0.36	0.12
C5	125.72	37.72	1.63	7.41	63.70	1.50	0.46	17.37	1.05	81.07	0.43	0.39	0.06
	118.62	30.62	1.63	6.02	63.70	1.50	0.46	14.10	1.05	77.80	0.43	0.40	0.05
	124.21	36.21	1.63	7.12	63.70	1.50	0.46	16.67	1.05	80.38	0.43	0.40	0.06

	124.21	36.21	1.63	7.12	63.70	1.50	0.46	16.67	1.05	80.38	0.43	0.40	0.06
	123.16	35.16	1.63	6.91	63.70	1.50	0.46	16.19	1.05	79.89	0.43	0.40	0.05
C9	105.99	22.39	1.00	4.37	63.70	1.50	0.46	10.31	1.25	74.01	0.43	0.41	0.04
	101.14	17.54	1.00	3.42	63.70	1.50	0.46	8.08	1.25	71.78	0.43	0.41	0.03
	103.17	19.57	1.00	3.82	63.70	1.50	0.46	9.01	1.25	72.71	0.43	0.41	0.04
	105.99	22.39	1.00	4.37	63.70	1.50	0.46	10.31	1.25	74.01	0.43	0.41	0.04
	101.14	17.54	1.00	3.42	63.70	1.50	0.46	8.08	1.25	71.78	0.43	0.41	0.03

Bảng 6.12: Tính lún cho cọc lớp đất 2

Tên cột	Ptb (tc)	Pgl	l/b	qc	Lớp đất 2								
	kN/m ²	kN/m ²		MPa	sz' (P1) (kN/m ²)	2z/b	ko	Dsz (kN/m ²)	hi (m)	P2 (kN/m ²)	e1	e2	Si (m)
C2	145.59	57.59	2.71	4.17	134.49	11.71	0.48	27.56	7.15	162.05	0.33	0.30	0.27
	145.59	57.59	2.71	4.17	134.49	11.71	0.48	27.56	7.15	162.05	0.33	0.30	0.27
	136.17	48.17	2.71	3.49	134.49	11.71	0.48	23.05	7.15	157.54	0.33	0.31	0.23
	131.98	43.98	2.71	3.18	134.49	11.71	0.48	21.05	7.15	155.53	0.33	0.31	0.21
	145.59	57.59	2.71	4.17	134.49	11.71	0.48	27.56	7.15	162.05	0.33	0.30	0.27

W1	170.20	82.20	3.29	5.95	134.49	11.71	0.48	39.34	7.15	173.82	0.33	0.29	0.39
	168.07	80.07	3.29	5.80	134.49	11.71	0.48	38.32	7.15	172.81	0.33	0.29	0.38
	161.34	73.34	3.29	5.31	134.49	11.71	0.48	35.10	7.15	169.58	0.33	0.30	0.34
	167.20	79.20	3.29	5.74	134.49	11.71	0.48	37.90	7.15	172.39	0.33	0.29	0.37
	164.05	76.05	3.29	5.51	134.49	11.71	0.48	36.40	7.15	170.88	0.33	0.29	0.36
C5	125.72	37.72	1.63	7.41	134.49	11.71	0.48	18.05	7.15	152.54	0.33	0.31	0.18
	118.62	30.62	1.63	6.02	134.49	11.71	0.48	14.65	7.15	149.14	0.33	0.31	0.14
	124.21	36.21	1.63	7.12	134.49	11.71	0.48	17.33	7.15	151.81	0.33	0.31	0.17
	124.21	36.21	1.63	7.12	134.49	11.71	0.48	17.33	7.15	151.81	0.33	0.31	0.17
	123.16	35.16	1.63	6.91	134.49	11.71	0.48	16.82	7.15	151.31	0.33	0.31	0.16
C9	105.99	22.39	1.00	4.37	134.49	11.71	0.48	10.72	7.15	145.20	0.33	0.32	0.10
	101.14	17.54	1.00	3.42	134.49	11.71	0.48	8.39	7.15	142.88	0.33	0.32	0.08
	103.17	19.57	1.00	3.82	134.49	11.71	0.48	9.37	7.15	143.85	0.33	0.32	0.09
	105.99	22.39	1.00	4.37	134.49	11.71	0.48	10.72	7.15	145.20	0.33	0.32	0.10
	101.14	17.54	1.00	3.42	134.49	11.71	0.48	8.39	7.15	142.88	0.33	0.32	0.08

Bảng 6.13: Tính lún cho cọc lớp đất 3

Tên cột	Ptb (tc)	Pgl	l/b	qc	Lớp đất 3							
	kN/m ²	kN/m ²		MPa	sz' (P1)	2z/b	ko	Dsz	hi	a	Eo (Mpa)	Si
C2	145.59	57.59	2.71	4.17	33.04	14.36	0.46	26.59	1.85	6.00	25.02	0.00
	145.59	57.59	2.71	4.17	33.04	14.36	0.46	26.59	1.85	6.00	25.02	0.00
	136.17	48.17	2.71	3.49	33.04	14.36	0.46	22.24	1.85	6.00	20.93	0.00
	131.98	43.98	2.71	3.18	33.04	14.36	0.46	20.30	1.85	6.00	19.11	0.00
	145.59	57.59	2.71	4.17	33.04	14.36	0.46	26.59	1.85	6.00	25.02	0.00
W1	170.20	82.20	3.29	5.95	33.04	14.36	0.46	37.95	1.85	6.00	35.71	0.00
	168.07	80.07	3.29	5.80	33.04	14.36	0.46	36.96	1.85	6.00	34.79	0.00
	161.34	73.34	3.29	5.31	33.04	14.36	0.46	33.86	1.85	6.00	31.87	0.00
	167.20	79.20	3.29	5.74	33.04	14.36	0.46	36.56	1.85	6.00	34.41	0.00
	164.05	76.05	3.29	5.51	33.04	14.36	0.46	35.11	1.85	6.00	33.04	0.00
C5	125.72	37.72	1.63	7.41	33.04	14.36	0.46	17.41	1.85	6.00	44.48	0.00
	118.62	30.62	1.63	6.02	33.04	14.36	0.46	14.13	1.85	6.00	36.11	0.00
	124.21	36.21	1.63	7.12	33.04	14.36	0.46	16.72	1.85	6.00	42.70	0.00

	124.21	36.21	1.63	7.12	33.04	14.36	0.46	16.72	1.85	6.00	42.70	0.00
	123.16	35.16	1.63	6.91	33.04	14.36	0.46	16.23	1.85	6.00	41.46	0.00
C9	105.99	22.39	1.00	4.37	33.04	14.36	0.46	10.34	1.85	6.00	26.21	0.00
	101.14	17.54	1.00	3.42	33.04	14.36	0.46	8.10	1.85	6.00	20.52	0.00
	103.17	19.57	1.00	3.82	33.04	14.36	0.46	9.04	1.85	6.00	22.90	0.00
	105.99	22.39	1.00	4.37	33.04	14.36	0.46	10.34	1.85	6.00	26.21	0.00
	101.14	17.54	1.00	3.42	33.04	14.36	0.46	8.10	1.85	6.00	20.52	0.00

Bảng 6.14: Tính lún cho cọc lớp đất KT

Tên cột	Ptb (tc)	Pgl	l/b	qc	Lớp đất KT								
	kN/m ²	kN/m ²		MPa	sz' (P1) (kN/m ²)	2z/b	ko	Dsz (kN/m ²)	hi (m)	P2 (kN/m ²)	e1	e2	Si (m)
C2	145.59	57.59	2.71	4.17	40.47	17.50	0.37	21.16	2.20	61.64	0.47	0.43	0.16
	145.59	57.59	2.71	4.17	40.47	17.50	0.37	21.16	2.20	61.64	0.47	0.43	0.16
	136.17	48.17	2.71	3.49	40.47	17.50	0.37	17.70	2.20	58.18	0.47	0.44	0.14
	131.98	43.98	2.71	3.18	40.47	17.50	0.37	16.16	2.20	56.64	0.47	0.44	0.12

	145.59	57.59	2.71	4.17	40.47	17.50	0.37	21.16	2.20	61.64	0.47	0.43	0.16
W1	170.20	82.20	3.29	5.95	40.47	17.50	0.37	30.21	2.20	70.68	0.47	0.41	0.23
	168.07	80.07	3.29	5.80	40.47	17.50	0.37	29.43	2.20	69.90	0.47	0.42	0.22
	161.34	73.34	3.29	5.31	40.47	17.50	0.37	26.95	2.20	67.43	0.47	0.42	0.21
	167.20	79.20	3.29	5.74	40.47	17.50	0.37	29.11	2.20	69.58	0.47	0.42	0.22
	164.05	76.05	3.29	5.51	40.47	17.50	0.37	27.95	2.20	68.42	0.47	0.42	0.21
C5	125.72	37.72	1.63	7.41	40.47	17.50	0.37	13.86	2.20	54.34	0.47	0.44	0.11
	118.62	30.62	1.63	6.02	40.47	17.50	0.37	11.25	2.20	51.73	0.47	0.45	0.09
	124.21	36.21	1.63	7.12	40.47	17.50	0.37	13.31	2.20	53.78	0.47	0.45	0.10
	124.21	36.21	1.63	7.12	40.47	17.50	0.37	13.31	2.20	53.78	0.47	0.45	0.10
	123.16	35.16	1.63	6.91	40.47	17.50	0.37	12.92	2.20	53.39	0.47	0.45	0.10
C9	105.99	22.39	1.00	4.37	40.47	17.50	0.37	8.23	2.20	48.70	0.47	0.45	0.06
	101.14	17.54	1.00	3.42	40.47	17.50	0.37	6.44	2.20	46.92	0.47	0.46	0.05
	103.17	19.57	1.00	3.82	40.47	17.50	0.37	7.19	2.20	47.67	0.47	0.46	0.05
	105.99	22.39	1.00	4.37	40.47	17.50	0.37	8.23	2.20	48.70	0.47	0.45	0.06
	101.14	17.54	1.00	3.42	40.47	17.50	0.37	6.44	2.20	46.92	0.47	0.46	0.05

Bảng 6.15: Tính lún cho cọc lớp đất 4

Tên cột	Ptb (tc)	Pgl	l/b	qc	Lớp đất 4							
	kN/m ²	kN/m ²		MPa	sz' (P1)	2z/b	ko	Dsz	hi	a	Eo	Si
C2	145.59	57.59	2.71	4.17	87.67	24.21	0.22	12.80	4.70	6.00	25.02	0.00
	145.59	57.59	2.71	4.17	87.67	24.21	0.22	12.80	4.70	6.00	25.02	0.00
	136.17	48.17	2.71	3.49	87.67	24.21	0.22	10.70	4.70	6.00	20.93	0.00
	131.98	43.98	2.71	3.18	87.67	24.21	0.22	9.77	4.70	6.00	19.11	0.00
	145.59	57.59	2.71	4.17	87.67	24.21	0.22	12.80	4.70	6.00	25.02	0.00
W1	170.20	82.20	3.29	5.95	87.67	24.21	0.22	18.27	4.70	6.00	35.71	0.00
	168.07	80.07	3.29	5.80	87.67	24.21	0.22	17.79	4.70	6.00	34.79	0.00
	161.34	73.34	3.29	5.31	87.67	24.21	0.22	16.30	4.70	6.00	31.87	0.00
	167.20	79.20	3.29	5.74	87.67	24.21	0.22	17.60	4.70	6.00	34.41	0.00
	164.05	76.05	3.29	5.51	87.67	24.21	0.22	16.90	4.70	6.00	33.04	0.00
C5	125.72	37.72	1.63	7.41	87.67	24.21	0.22	8.38	4.70	6.00	44.48	0.00
	118.62	30.62	1.63	6.02	87.67	24.21	0.22	6.80	4.70	6.00	36.11	0.00
	124.21	36.21	1.63	7.12	87.67	24.21	0.22	8.05	4.70	6.00	42.70	0.00
	124.21	36.21	1.63	7.12	87.67	24.21	0.22	8.05	4.70	6.00	42.70	0.00

	123.16	35.16	1.63	6.91	87.67	24.21	0.22	7.81	4.70	6.00	41.46	0.00
C9	105.99	22.39	1.00	4.37	87.67	24.21	0.22	4.98	4.70	6.00	26.21	0.00
	101.14	17.54	1.00	3.42	87.67	24.21	0.22	3.90	4.70	6.00	20.52	0.00
	103.17	19.57	1.00	3.82	87.67	24.21	0.22	4.35	4.70	6.00	22.90	0.00
	105.99	22.39	1.00	4.37	87.67	24.21	0.22	4.98	4.70	6.00	26.21	0.00
	101.14	17.54	1.00	3.42	87.67	24.21	0.22	3.90	4.70	6.00	20.52	0.00

Bảng 6.16: Tính lún cho cọc lớp đất 5 và kiểm tra lún

Tên cột	Ptb (tc)	Pgl	l/b	qc	Lớp đất 5								S	[S]gh	Ktra
	kN/m ²	kN/m ²		MPa	sz' (P1)	2z/b	ko	Dsz	hi	a	Eo	Si	m	m	
C2	145.59	57.59	2.71	4.17	90.23	31.00	0.14	8.26	4.75	5.00	20.85	0.00	0.52	10.00	Thỏa
	145.59	57.59	2.71	4.17	90.23	31.00	0.14	8.26	4.75	5.00	20.85	0.00	0.52	10.00	Thỏa
	136.17	48.17	2.71	3.49	90.23	31.00	0.14	6.91	4.75	5.00	17.44	0.00	0.44	10.00	Thỏa
	131.98	43.98	2.71	3.18	90.23	31.00	0.14	6.31	4.75	5.00	15.92	0.00	0.40	10.00	Thỏa
	145.59	57.59	2.71	4.17	90.23	31.00	0.14	8.26	4.75	5.00	20.85	0.00	0.52	10.00	Thỏa
W1	170.20	82.20	3.29	5.95	90.23	31.00	0.14	11.80	4.75	5.00	29.76	0.00	0.75	10.00	Thỏa
	168.07	80.07	3.29	5.80	90.23	31.00	0.14	11.49	4.75	5.00	28.99	0.00	0.73	10.00	Thỏa

	161.34	73.34	3.29	5.31	90.23	31.00	0.14	10.52	4.75	5.00	26.55	0.00	0.67	10.00	Thỏa
	167.20	79.20	3.29	5.74	90.23	31.00	0.14	11.36	4.75	5.00	28.68	0.00	0.72	10.00	Thỏa
	164.05	76.05	3.29	5.51	90.23	31.00	0.14	10.91	4.75	5.00	27.54	0.00	0.69	10.00	Thỏa
C5	125.72	37.72	1.63	7.41	90.23	31.00	0.14	5.41	4.75	5.00	37.07	0.00	0.34	10.00	Thỏa
	118.62	30.62	1.63	6.02	90.23	31.00	0.14	4.39	4.75	5.00	30.09	0.00	0.28	10.00	Thỏa
	124.21	36.21	1.63	7.12	90.23	31.00	0.14	5.20	4.75	5.00	35.59	0.00	0.33	10.00	Thỏa
	124.21	36.21	1.63	7.12	90.23	31.00	0.14	5.20	4.75	5.00	35.59	0.00	0.33	10.00	Thỏa
	123.16	35.16	1.63	6.91	90.23	31.00	0.14	5.04	4.75	5.00	34.55	0.00	0.32	10.00	Thỏa
C9	105.99	22.39	1.00	4.37	90.23	31.00	0.14	3.21	4.75	5.00	21.84	0.00	0.21	10.00	Thỏa
	101.14	17.54	1.00	3.42	90.23	31.00	0.14	2.52	4.75	5.00	17.10	0.00	0.17	10.00	Thỏa
	103.17	19.57	1.00	3.82	90.23	31.00	0.14	2.81	4.75	5.00	19.09	0.00	0.18	10.00	Thỏa
	105.99	22.39	1.00	4.37	90.23	31.00	0.14	3.21	4.75	5.00	21.84	0.00	0.21	10.00	Thỏa
	101.14	17.54	1.00	3.42	90.23	31.00	0.14	2.52	4.75	5.00	17.10	0.00	0.17	10.00	Thỏa

6.6. Tính toán và cấu tạo đài cọc:

6.6.1. Kiểm tra theo sơ đồ chọc thủng trực tiếp

Chọn chiều cao làm việc của đài $h_0 = 4\text{m}$.

Chiều cao làm việc của đài được xác định từ điều kiện:

$$\text{Khi } b \leq b_c + 2h_0 \text{ thì } P_{np} \leq (b_c + b)h_0kR_k$$

$$\text{Khi } b > b_c + 2h_0 \text{ thì } P_{np} \leq (b_c + h_0)h_0kR_k$$

Trong đó:

- b_c (m): Bề rộng tiết diện cột.
- b (m): Cạnh đáy đài song song với b_c .
- P_{np} (kN): Tổng nội lực tại đỉnh các cọc nằm giữa mép đài và mép lửng thể chọc thủng, vì có 4 cọc nên không có cọc nào nằm giữa cả 2 nên $P_{np} = 0$ kN.
- k : Hệ số độ nghiêng của mặt phẳng phá hoại phụ thuộc vào chỉ số c/h_0 tra bảng 4.12 với c là khoảng cách từ mép cột đến mép hàng cọc đang xét.

Bảng 6.17: Hệ số độ nghiêng của mặt phẳng phá hoại

c/h ₀	2	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
K	0.75	0.75	0.79	0.84	0.9	0.97	1.05	1.14	1.25	1.38

R_k (kN/m²): Sức chịu kéo của bê tông B30 = 1150 kN/m².

Bảng 6.18: Kiểm tra khả năng chọc thủng cọc

Tên cột	Kích thước cột		Tính toán chọc thủng						
	bc	hc	h ₀	c	c/h ₀	bc + 2 h ₀	K	P _{np}	Ktra
	m	m	m	m		m		kN	
C2	0.3	0.7	4	1.375	0.3438	8.3	1.1494	0	Thỏa
			4	1.375	0.3438	8.3	1.1494	0	Thỏa
			4	1.375	0.3438	8.3	1.1494	0	Thỏa
			4	1.375	0.3438	8.3	1.1494	0	Thỏa
			4	1.375	0.3438	8.3	1.1494	0	Thỏa
W1	5	5.5	4	1.3	0.325	13	1.1625	0	Thỏa

			4	1.3	0.325	13	1.1625	0	Thỏa
			4	1.3	0.325	13	1.1625	0	Thỏa
			4	1.3	0.325	13	1.1625	0	Thỏa
			4	1.3	0.325	13	1.1625	0	Thỏa
C5	1	1.6	4	1.35	0.3375	9	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	9	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	9	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	9	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	9	1.1538	0	Thỏa
C9	0.6	0.8	4	1.35	0.3375	8.6	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	8.6	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	8.6	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	8.6	1.1538	0	Thỏa
			4	1.35	0.3375	8.6	1.1538	0	Thỏa

6.6.2. Kiểm tra phá hoại trong mặt phẳng nghiêng

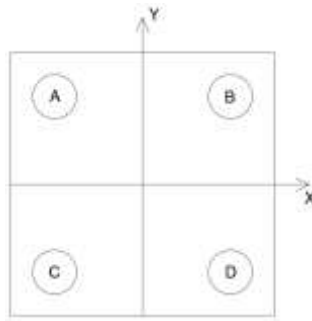
Chiều cao làm việc h_0 của đài được xác định theo điều kiện sau:

$$\text{Khi } h \leq h_c + 2h_0 \text{ thì } P_{np} \leq h \cdot h_0 \cdot R_k$$

$$\text{Khi } h > h_c + 2h_0 \text{ thì } P_{np} \leq (h_c + h_0)h_0R_k$$

Trong đó:

- h_c (m): Bề dài tiết diện cột.
- h (m): Cạnh đáy đài song song với h_c .
- P_{np} (kN): Tổng nội lực tại đỉnh các cọc nằm ở mép mặt phẳng nghiêng theo 2 phương $x, y \rightarrow$ Vì có 4 cọc nên nghiêng theo x có cọc B, D và theo y có 2 cọc A, B.



R_k (kN/m²): Sức chịu kéo của bê tông B30 = 1150 kN/m².

Bảng 6.19: Kiểm tra phá hoại trong mặt phẳng nghiêng

Tên cột	Kích thước cột		Tính toán phá hoại trên mp nghiêng			
	bc	hc	hc+h0	Pnp	Điều kiện	Ktra ho
	m	m	m	kN		
C2	0.3	0.7	4.7	4059.2	0.1878	Thỏa
			4.7	4059.2	0.1878	Thỏa
			4.7	3495.4	0.1617	Thỏa
			4.7	3272.4	0.1514	Thỏa
			4.7	4059.2	0.1877	Thỏa
W1	5	5.5	9.5	5710	0.1307	Thỏa
			9.5	5535.5	0.1267	Thỏa
			9.5	5126.6	0.1173	Thỏa
			9.5	5574.1	0.1276	Thỏa
			9.5	5281.2	0.1209	Thỏa
C5	1	1.6	5.6	9167.6	1.2858	Thỏa
			5.6	8064.8	1.1311	Thỏa
			5.6	8978.6	1.2593	Thỏa
			5.6	8978.6	1.2593	Thỏa
			5.6	8757.6	1.2283	Thỏa
C9	0.6	0.8	4.8	5384.5	0.2439	Thỏa

			4.8	4684.8	0.2122	Thỏa
			4.8	4993.4	0.2262	Thỏa
			4.8	5384.5	0.2439	Thỏa
			4.8	4684.8	0.2122	Thỏa

6.6.3. Tính toán cốt thép theo sơ đồ chịu uốn dài cọc

Việc tính toán dài chịu uốn được tiến hành theo trị số moment tại các tiết diện thẳng đứng của dài ở mép cột

Diện tích tiết diện ngang cốt thép tại tiết diện tính toán: $A_s \geq \frac{M_{I-II-II}}{0.9.R_s.h_0}$ (m²)

Moment tương ứng với mặt ngàm: I-I:

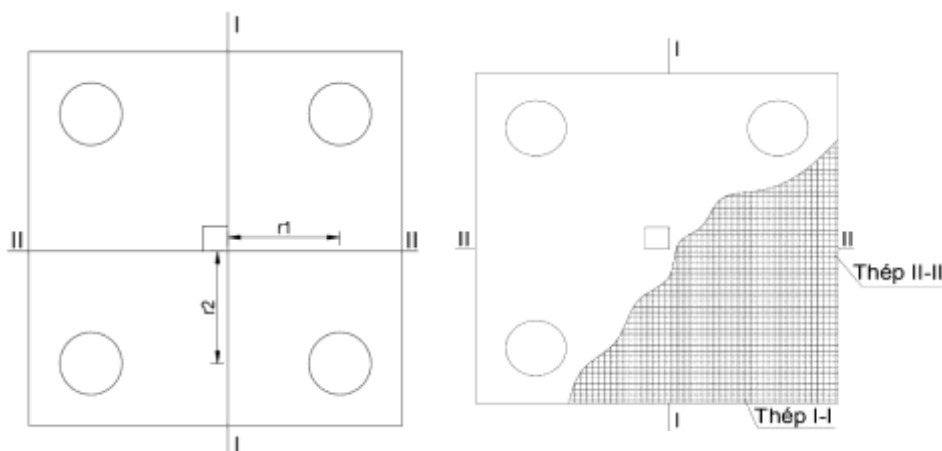
$$M_{I-I} = \sum P_p \cdot r_1 \text{ (kN.m)}$$

Moment tương ứng với mặt ngàm II-II:

$$M_{II-II} = \sum P_d \cdot r_2 \text{ (kN.m)}$$

Trong đó:

- P_p (kN): Tải trọng tính toán tại đỉnh cọc bên phải tiết diện I-I.
- P_d (kN): Tải trọng tính toán tại đỉnh cọc bên dưới tiết diện II-II.
- r_1 (m): Khoảng cách từ tim cọc đến tiết diện I-I.
- r_2 (m): Khoảng cách từ tim cọc đến tiết diện II-II.



Bảng 6.20: Tính toán cốt thép dài chịu uốn

Tên cột	KT cột		Tính toán cốt thép theo uốn phẳng											
	bc	hc	$\Sigma\Pi\pi$	$\Sigma\Pi\delta$	r1	r2	M I-I	M II-II	As (I-I)	As (I-I) dài	Chọn thép	As (II-II)	As (II-II) dài	Chọn thép
	m	m	kN	kN	m	m	kN.m	kN.m	cm ²	cm ²		mm ²	cm ²	
C2	0.3	0.7	2706.1	2706.1	0.6	3	1623.7	8118.4	15.931	15.93	10Ø25	79.65	79.65	10Ø25
			2706.1	2706.1	0.6	3	1623.7	8118.4	15.931			79.65		
			2330.2	2330.2	0.6	3	1398.1	6990.7	13.718			68.59		
			2181.6	2181.6	0.6	3	1308.9	6544.7	12.843			64.21		
			2706.1	2706.1	0.6	3	1623.7	8118.3	15.931			79.65		
W1	5	5.5	3806.7	3806.7	0.6	3.8	2284	14465	22.41	22.41	10Ø25	141.93	141.93	22Ø25
			3690.4	3690.4	0.6	3.8	2214.2	14023	21.725			137.59		
			3417.8	3417.8	0.6	3.8	2050.7	12987	20.12			127.43		
			3716	3716	0.6	3.8	2229.6	14121	21.876			138.55		
			3520.8	3520.8	0.6	3.8	2112.5	13379	20.727			131.27		
C5	1	1.6	6111.7	6111.7	0.8	3.8	4889.4	23225	47.973	47.97	18Ø25	227.87	227.87	18Ø25
			5376.5	5376.5	0.8	3.8	4301.2	20431	42.202			200.46		
			5985.7	5985.7	0.8	3.8	4788.6	22746	46.984			223.17		
			5985.7	5985.7	0.8	3.8	4788.6	22746	46.984			223.17		
			5838.4	5838.4	0.8	3.8	4670.7	22186	45.827			217.68		
C9	0.6	0.8	3589.7	3589.7	0.8	3	2871.8	10769	28.177	28.18	16Ø25	105.66	105.66	16Ø25
			3123.2	3123.2	0.8	3	2498.6	9369.6	24.515			91.93		
			3329	3329	0.8	3	2663.2	9986.9	26.13			97.99		
			3589.7	3589.7	0.8	3	2871.8	10769	28.177			105.66		
			3123.2	3123.2	0.8	3	2498.6	9369.6	24.515			91.93		

CHƯƠNG 7: CHUYÊN ĐỀ ỨNG DỤNG TIN HỌC TRONG XÂY DỰNG.

7.1. Mục tiêu và phạm vi nghiên cứu của chuyên đề

Kết cấu BTCT là loại kết cấu được sử dụng khá phổ biến cho các công trình xây dựng. Kết cấu chịu uốn (chủ yếu là dầm, sàn, các tường chắn...) được tính toán, bao gồm việc xác định kích thước, lựa chọn vật liệu và bố trí vật liệu để đảm bảo nhiều trạng thái giới hạn. Trong các trạng thái giới hạn có trạng thái giới hạn phá hoại (ULS) liên quan đến độ bền và trạng thái giới hạn sử dụng (SLS) liên quan đến các vấn đề về độ võng, tần số dao động, nứt của kết cấu. Các tính toán này dựa vào các nguyên lý cơ học về vật liệu, trong đó cần thiết phải xét đến các mô hình làm việc của kết cấu và của vật liệu. Vật liệu bê tông chủ yếu vẫn là vật liệu làm việc chịu kéo kém và chịu nén tốt và do đó độ bền kéo thường được bỏ qua trong tính toán. Bê tông làm việc đàn hồi với ứng suất nén trong bê tông khi nhỏ hơn giá trị 0.4 đến 0.45 giá trị cường độ phá hoại lớn nhất. Ở ngoài giai đoạn này, bê tông làm việc phi tuyến và độ cứng giảm dần đến khi đạt cường độ cao nhất rồi chuyển sang giai đoạn giảm yếu [1–3]. Cốt thép sử dụng trong xây dựng thường là thép thanh cán nóng, làm việc đàn hồi tuyến tính khi ứng suất trong thép nhỏ hơn giới hạn chảy rồi chuyển qua giai đoạn chảy dẻo, sau đó là tái bền đến khi đạt cường độ lớn nhất và cuối cùng là chuyển sang giai đoạn giảm yếu [2]. Trong thực tế thiết kế và tính toán đối với vật liệu bê tông, các tính toán kỹ thuật thường không mô tả tỉ mỉ sự làm việc theo đường cong ứng suất biến dạng phi tuyến như thí nghiệm thực tế do tính phức tạp và cũng như tính đa dạng, tính thay đổi theo điều kiện sản xuất, thi công. Vì vậy các phương pháp tính toán kỹ thuật thường dựa trên một số mô hình đơn giản hơn và thiên về an toàn để phục vụ công tác tính toán được nhanh chóng mà vẫn đảm bảo độ an toàn, tính kinh tế như mong muốn. Có hai giả thiết thường gặp để tính toán cường độ chịu uốn và khả năng kháng nứt của mặt cắt BTCT chịu uốn là (i) giả thiết liên quan đến ứng xử của kết cấu, trong đó có giả thiết quan trọng là giả thiết biến dạng phẳng và (ii) là giả thiết liên quan đến ứng suất phân bố trên vật liệu. Giả thiết thứ hai liên quan đến mô hình làm việc của vật liệu, tức là mô hình quan hệ giữa ứng suất và biến dạng.

Các tính toán kỹ thuật trong thiết kế kết cấu BTCT ở Việt Nam hiện tại sử dụng chủ yếu tiêu chuẩn quốc gia TCVN 5574-2018 [2] cũng như tham khảo một số tiêu chuẩn tiên tiến như Eurocode 2 [1], ACI 318 [4] hiện tại được thực hiện chủ yếu dựa vào giả thiết về mặt cắt phẳng (mặt cắt trước khi phá hoại phẳng thì sau khi phá hoại cũng phẳng). Liên quan đến giả thiết về mô hình ứng suất trong vật liệu, các tiêu chuẩn tính toán đều giả thiết và hướng dẫn áp dụng mô hình khối ứng suất chữ nhật Whitney [5] đối với vật liệu bê tông. Đồng thời các tiêu chuẩn cũng giả thiết điều kiện phá hoại của bê tông bao gồm giá trị ứng suất, giá trị biến dạng và chiều cao khối ứng suất nén. TCVN 5574- 2018 giả thiết ở trạng thái phá hoại, ứng suất trong bê tông đạt cường độ chịu nén R_b và biến dạng đạt giá trị 0.0035. Eurocode 2 quy định tương ứng các giá trị ứng suất, biến dạng của bê tông đạt giá trị f_{ck} và 0.0035. Tiêu chuẩn ACI 318 quy định các giá trị này tương ứng là f'_c và 0.003. Chiều

cao của khối ứng suất chữ nhật trong bê tông phụ thuộc vào cấp bền của bê tông và thường từ 0.8 đến 0.85 giá trị của vùng nén. Đồng thời, để tính toán cường độ chịu nén của bê tông, cốt thép dù là phân bố khác nhau cũng được quy đổi về một vị trí tương đương về mô men tĩnh của cốt thép đối với một trục nào đó kể cả ở vùng nén và vùng kéo. Ngoài ra, giá trị ứng suất trong cốt thép đều đạt giá trị giới hạn chảy R_s (đối với vùng kéo) và R_{sc} đối với vùng nén. Các giả thiết này giúp việc tính toán được thuận lợi và phù hợp với đa số các cấu kiện dầm, sàn chịu uốn thông dụng trong các kết cấu BTCT dân dụng, công nghiệp và giao thông. Trong tính toán thực hành, các phần mềm, bảng tính cũng được thiết lập dựa trên các giả thiết này.

7.2. Giới thiệu về ngôn ngữ lập trình

C# là một ngôn ngữ lập trình hướng đối tượng do Microsoft phát triển, đóng vai trò quan trọng trong kế hoạch xây dựng nền tảng .NET. Tên ngôn ngữ theo cách gọi của Microsoft có kèm theo ký tự "thăng" (#), nhưng theo tiêu chuẩn ECMA chính thức, ngôn ngữ này được gọi là "C#" – chỉ bao gồm ký tự số.

C# được xây dựng dựa trên những tinh hoa của các ngôn ngữ như C++, Java và Visual Basic. Microsoft mô tả C# là sự cân bằng giữa sức mạnh của C++, sự đơn giản của Visual Basic, tính trực quan của Delphi, và sự hiện đại của Java. Người đứng sau thiết kế của C# là Anders Hejlsberg – kiến trúc sư phần mềm nổi tiếng, từng tạo ra Turbo Pascal, Delphi, J++ và Windows Foundation Classes (WFC).

Đặc trưng của C#

Ngôn ngữ thuần hướng đối tượng: Mọi thứ trong C# đều được xem là đối tượng.

Cú pháp đơn giản: C# chỉ bao gồm khoảng 80 từ khóa và hơn mười kiểu dữ liệu dựng sẵn, giúp người học dễ tiếp cận.

Hỗ trợ lập trình hướng thành phần: Cung cấp các tính năng như thuộc tính (Property), sự kiện (Event), giúp phát triển ứng dụng theo mô hình component.

Hạn chế con trỏ: C# không khuyến khích dùng con trỏ như trong C++, và chỉ cho phép sử dụng trong khối mã được đánh dấu là "unsafe".

Tự động quản lý bộ nhớ: C# tích hợp Garbage Collector giúp thu hồi bộ nhớ không còn sử dụng, tránh rò rỉ bộ nhớ.

Loại bỏ đa kế thừa: C# không hỗ trợ đa kế thừa lớp như C++, thay vào đó sử dụng cơ chế giao diện (interface).

Ưu điểm nổi bật

Gần gũi với các ngôn ngữ phổ biến: Người có kinh nghiệm với C++, Java hoặc Pascal sẽ dễ dàng tiếp cận C#.

Kế thừa ưu điểm, cải tiến nhược điểm: C# khắc phục nhiều hạn chế của C/C++, đặc biệt là việc xử lý con trỏ và các hiệu ứng phụ khi lập trình.

Đơn giản, dễ học: Với số lượng từ khóa ít và cấu trúc rõ ràng, C# phù hợp cho cả người mới học và lập trình viên chuyên nghiệp.

Hệ sinh thái mạnh: C# được hỗ trợ bởi .NET Framework/.NET Core với kho thư viện phong phú, công cụ phát triển mạnh mẽ.

Tính linh hoạt cao: C# thích hợp cho nhiều loại ứng dụng – từ desktop, web đến mobile và game (qua Unity).

Nhược điểm

Phụ thuộc nền tảng Windows: Dù .NET Core đã mở rộng hỗ trợ đa nền tảng, nhiều ứng dụng C# truyền thống vẫn gắn chặt với Windows.

Khả năng thao tác phần cứng hạn chế: So với các ngôn ngữ cấp thấp như C/C++, C# không tối ưu cho lập trình hệ thống hoặc tương tác trực tiếp với phần cứng.

Tại sao vẫn nên chọn C#

Mặc dù tồn tại một vài hạn chế, nhưng C# vẫn là lựa chọn lý tưởng cho nhiều nhà phát triển vì những lý do sau:

- + C# đơn giản, dễ học và dễ phát triển.
- + C# hiện đại, liên tục được cập nhật với các tính năng mới.
- + C# mạnh mẽ và linh hoạt, phù hợp với nhiều loại dự án.
- + C# mang trong mình sức mạnh của nhiều ngôn ngữ nổi tiếng.
- + Cộng đồng người dùng đông đảo và sự hỗ trợ mạnh mẽ từ Microsoft.

Kết luận: Mỗi ngôn ngữ lập trình đều có ưu và nhược điểm riêng. Tuy nhiên, C# đang dần khẳng định vị thế của mình như một ngôn ngữ đa năng, có thể thay thế hoặc kết hợp tốt với các ngôn ngữ khác trong nhiều lĩnh vực lập trình hiện đại.

7.3. Sự cần thiết phải xây dựng phần mềm

Trong thực tế thiết kế kết cấu hiện nay, có nhiều loại kết cấu có chiều cao lớn nhưng có chiều dày nhỏ, ví dụ như các cấu kiện vách phía trên của cửa các ô thang máy trong công trình nhà cao tầng, các kết cấu dầm-vách kết hợp. Trong các kết cấu này, thép được bố trí nhiều lớp và cũng không hoàn toàn

tập trung ở các biên dầm mà được bố trí phân bố theo chiều cao. Do đó việc sử dụng giả thiết tính toán như trình bày ở trên sẽ không còn phù hợp. Trong tính toán cần phải xem xét đến sự phân bố này khiến cho các cốt thép không đồng thời xảy ra biến dạng dẻo và cùng đạt cường độ tính toán R_s hoặc R_{sc} . Phần mềm này trình bày so sánh tính toán giữa hai cách tiếp cận cũng như xây dựng một chương trình tính toán giúp các kỹ sư thực hành có thể xác định một cách nhanh chóng cường độ kháng uốn của dầm BTCT có cốt thép phân bố theo chiều cao của cầu kiện.

7.3.1. Mục tiêu cần đạt được

Phần mềm này trình bày so sánh tính toán giữa hai cách tiếp cận cũng như xây dựng một chương trình tính toán giúp các kỹ sư thực hành có thể xác định một cách nhanh chóng cường độ kháng uốn của dầm BTCT có cốt thép phân bố theo chiều cao của cầu kiện.

7.3.2. Công thức cốt lõi

Các công thức tính toán và giả thiết diễn giải dưới đây được tóm tắt theo TCVN 5574-2018 [2]. Theo đó tính toán khả năng chịu uốn của cầu kiện bê tông cốt thép có thể thực hiện theo hai phương pháp. Phương pháp thứ nhất là tính toán theo nội lực giới hạn (phương pháp truyền thống). Phương pháp thứ hai là tính toán theo mô hình biến dạng phi tuyến.

Khi tính toán khả năng chịu uốn theo nội lực giới hạn, có một số giả thiết sau:

Toàn bộ thép được đặt tại một điểm ở trọng tâm thép tương ứng của vùng kéo/ vùng nén.

Ở trạng thái giới hạn phá hoại, toàn bộ thép nén và thép kéo đều chảy dẻo.

Bê tông đạt cường độ tính toán R_b và phân bố trên 80% chiều cao vùng nén (mô hình Whitney);

Từ đó có công thức xác định chiều cao vùng chịu nén:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}$$

và công thức xác định mô men kháng uốn:

$$M_n = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$$

Trong các công thức trên, b là chiều rộng mặt cắt, h là chiều cao, h_0 là chiều cao có hiệu đối với cốt thép chịu kéo, a và a' lần lượt là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép vùng kéo, vùng nén đến mép kéo, mép nén của mặt cắt. R_s, R_{sc} lần lượt là cường độ chịu kéo và chịu nén tính toán của cốt thép; A_s, A_{sc} lần lượt là diện tích thép kéo và thép nén.

Trong thực tế có một số trường hợp, ví dụ như các dầm có chiều cao lớn và chiều rộng nhỏ thì cốt thép được bố trí theo nhiều lớp trên chiều cao mặt cắt, khi đó không dễ dàng xác định ngay từ đầu thép nào chịu kéo và thép nào chịu nén cũng như việc cho rằng tất cả cốt thép đều bị chảy dẻo sẽ

không còn chính xác. Vì vậy, sử dụng phương pháp phân tích phi tuyến sẽ phản ánh chính xác hơn kết quả tính toán. Phương pháp này sử dụng một số giả thiết sau đây [2, trang 64, mục 8.2.7]:

Giả thiết tiết diện phẳng: Sự phân bố biến dạng tương đối của bê tông và cốt thép theo chiều cao tiết diện cấu kiện được lấy theo quy luật tuyến tính;

Quan hệ giữa ứng suất dọc trục và biến dạng tương đối của bê tông và của cốt thép được lấy theo các biểu đồ biến dạng của bê tông và cốt thép;

Bỏ qua khả năng làm việc chịu kéo của bê tông.

Đối với cốt thép, hai mô hình quan hệ ứng suất – biến dạng dưới đây gồm mô hình hai đoạn thẳng và mô hình 3 đoạn thẳng theo các phương trình dưới đây [2, trang 49]:

Mô hình hai đoạn thẳng:

$$\text{Khi } 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{s0} \quad : \quad (\text{Eq, } 3)$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s$$

Mô hình ba đoạn thẳng:

$$\text{Khi } \varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} \quad :$$

$$\sigma_s = R_s$$

$$\text{Khi } 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{s1} : \sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (\text{Eq, } 4)$$

$$\text{Khi } \varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} :$$

$$\sigma_s = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] R_s \leq 1.1 R_s$$

Trong các công thức (Eq, 3) và (Eq, 4), $\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} + 0.002$

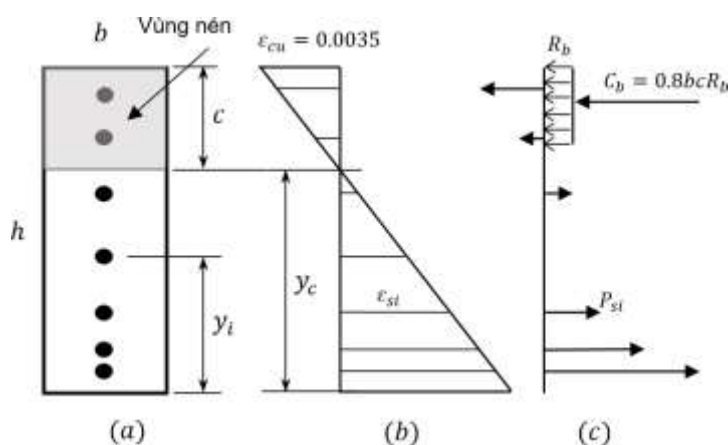
, $E_s = 200000 \text{MPa}$ là mô đun đàn hồi của thép, R_s là cường độ tính toán chịu kéo của thép; giá trị ứng suất σ_{s1} lấy bằng $0.9R_s$ còn giá trị ứng suất σ_{s2} lấy bằng $1.1R_s$; giá trị biến dạng tương đối $\varepsilon_{s1} = 0.9R_s/E_s$, biến dạng $\varepsilon_{s2} = 0.015$.

7.4. Xây dựng phần mềm

Trong phần mềm tính toán này, chúng ta vẫn áp dụng giả thiết như ở phương pháp tính theo nội lực giới hạn đối với vật liệu bê tông. Đó là ở trạng thái phá hoại do uốn, ứng suất trong bê tông đạt cường độ tính toán R_b và phân bố đều trên chiều cao quy đổi $\alpha = 0.8c$ trong đó c là chiều cao vùng bê tông chịu nén. Còn lại, ứng xử của cốt thép được nghiên cứu theo hai mô hình của TCVN 5574-2018.

Để tính toán được mô men kháng uốn M_n , cần thiết phải tìm vị trí của trục trung hòa. Trong phương pháp tính toán theo nội lực giới hạn, trục trung hòa được tính toán một cách tường minh theo công thức (Eq, 1). Tuy nhiên trong trường hợp tính toán theo mô hình phi tuyến, vị trí trục trung hòa

là ẩn số và cần phải tìm dựa trên điều kiện cân bằng sau: ở trạng thái phá hoại, tổng lực dọc trong thép và trong bê tông bằng 0. Do đó để tìm x , có thể dùng phép thử dần cho đến khi điều kiện cân bằng thỏa mãn.



Hình 7.1. Mô hình tính toán ứng suất, biến dạng và lực trong các thành phần vật liệu của mặt cắt BTCT ở trạng thái phá hoại. (a) Sơ họa mặt cắt và tọa độ bố trí thép; (b) Sơ đồ biến dạng phẳng; (c) Lực trong thép và bê tông trong đó bê tông khi phá hoại đạt cường độ R_b phân bố đều trên chiều cao $0.8c$.

Với giả thiết này, em đề xuất các bước tính toán sau đây để tìm vị trí trục trung hòa và mô men kháng uốn:

Chia dầm thành n đoạn đều nhau,

$$\Delta y = h/n.$$

Lập các tọa độ giả định của trục trung hòa là $y_c^{(j)} = \Delta y \times j$ trong đó j là biến số chạy từ 0 đến n , chiều cao vùng nén tương ứng là $c^{(j)}$.

Tính toán biến dạng của thanh thép i dựa vào tọa độ y_i của chúng theo hình 2(b) dựa theo quan hệ toán học:

$$\varepsilon_{si}^{(j)} = \frac{y_c^{(j)} - y_i}{c^{(j)}} \times \varepsilon_{cu} \quad (\text{Eq, 5})$$

Tính toán ứng suất của thép tương ứng với quan hệ giữa biến dạng và ứng suất ở hình 2 và nhân ứng suất với diện tích thanh thép để được lực tương ứng. Tính lực trong thép P_{si} như hình 2(c) và tổng $\sum P_{si}$ của chúng.

Tính tổng của lực trong bê tông $C^{(j)}$ theo hình 2(c).

Tính hiệu $C^{(j)} - \sum P_{si}^{(j)}$, nếu hiệu này = 0 thì $y_c^{(j)}$ là nghiệm cần tìm, tức là tọa độ của trục trung hòa. Nếu hiệu này khác 0 thì quay lại bước 2.

Tính toán mô men kháng uốn theo công thức (Eq. 6):

$$M_n = \sum P_{si} \times \left(h - \frac{a}{2} - y_i \right) \quad (\text{Eq. 6})$$

Với các bước tính toán ở trên, trong thực tế rất khó đạt được điều kiện

$C_i - \sum P_{si} = 0$. Mặt khác trong quá trình tính toán, các tác giả nhận thấy quan hệ giữa giá trị $(C^{(j)} - \sum P_{si}^{(j)})$ và giá trị tọa độ giả định y_{ci} là một đường cong đơn điệu, do đó cách thức tính

toán được đề xuất như sau, được gọi là phương pháp thu hẹp khoảng: Kiểm tra tích số ở bước thứ $(j - 1)$ và bước thứ j để dự đoán vùng nghiệm:

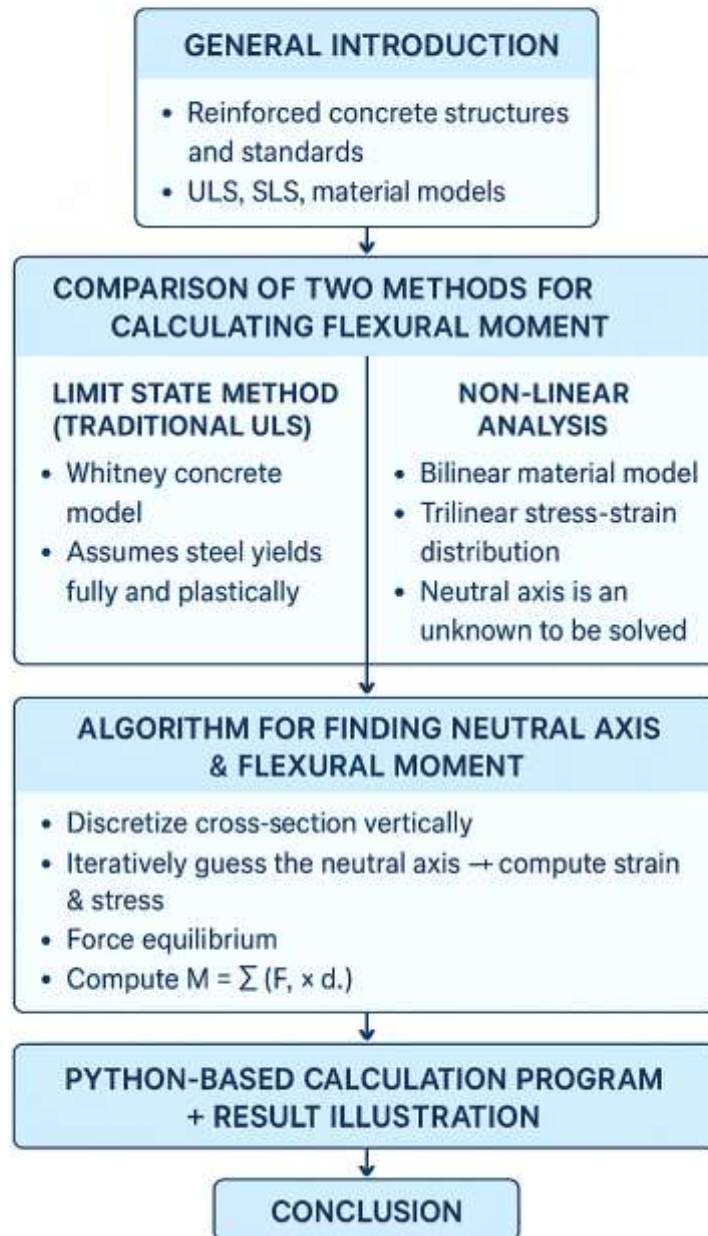
nếu tích số: $(C^{(j-1)} - \sum P_{si}^{(j-1)}) \times (C^{(j)} - \sum P_{si}^{(j)}) < 0$ thì nghiệm y_c sẽ nằm trong khoảng

$y_c^{(j-1)}$ và $y_c^{(j)}$. Từ đây ta lại chia khoảng giữa $y_c^{(j-1)}$ và $y_c^{(j)}$ ra thành rất nhiều khoảng nhỏ một lần nữa để từ đó tìm được khoảng nghiệm nhỏ hơn và có thể lấy gần đúng giá trị ở đầu khoảng nghiệm ở vòng dò tìm lần 2 hoặc 3.

7.4.1. Sơ đồ thuật toán và đoạn mã xây dựng phần mềm

Thiết kế giải thuật tổng thể của toàn bộ chương trình

FLEXURAL RESISTANCE CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BEAMS ACORDING TO TCVN 5574:2018



Hình 7.2. Sơ đồ

7.4.2. Đoạn mã xây dựng phần mềm

```
using System;
using System.Data;
using System.Text;
using System.IO;
using OfficeOpenXml;
using System.Collections.Generic;
using System.Linq;
using static System.Runtime.InteropServices.JavaScript.JSType;

namespace DOTNET
{
    // Lớp định nghĩa thông số cốt thép
    class Thep
    {
        public double D_Steel { get; set; } // Đường kính cốt thép
        public double N_Steel { get; set; } // Số thanh cốt thép
        public double Y_Steel { get; set; } // Khoảng cách từ cốt thép đến mép dầm
        public double As => Math.PI * N_Steel * Math.Pow(D_Steel, 2) / 4; // Tiết diện cốt thép
    }

    // Lớp định nghĩa thông số dầm bê tông cốt thép
    class RCBeam
    {
        public double Rb { get; set; } // Cường độ chịu nén của bê tông
        public double Eb { get; set; } // Mô đun đàn hồi của bê tông
        public double Rs { get; set; } // Cường độ chịu kéo của thép
    }
}
```

```

public double Rsc { get; set; } // Cường độ chịu nén của thép
public double Es { get; set; } // Mô đun đàn hồi của thép
public double b { get; set; } // Chiều rộng dầm
public double h { get; set; } // Chiều cao dầm
public List<Thep> Theps { get; set; } // Danh sách cốt thép
}

// Lớp chứa dữ liệu ứng suất và biến dạng
class Data
{
    public double Stress { get; set; }
    public double Strain { get; set; }
    public double NeutralAxis { get; set; }
}

class Force
{
    public double NeutralAxis { get; set; }
    public double F { get; set; }
}

class Program
{
    // Danh sách lưu kết quả dữ liệu
    static List<Data> dataStress_strain_Steel2 = new List<Data>();
    static List<Data> dataStress_strain_Steel3 = new List<Data>();
    static List<Data> dataStress_strain_Concrete3 = new List<Data>();
}

```

```

static List<Force> dataforce = new List<Force>();

static double x = 0;

static double Mu = 0;
// Phương thức khởi tạo dữ liệu mẫu
static RCBeam InitializeBeamData()
{
    List<Thep> theps = new List<Thep>
    {
        new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 7, Y_Steel = 1550},
        new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 8, Y_Steel = 50},

        //new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 1550},
        //new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 2, Y_Steel = 1500},
        //new Thep(){D_Steel = 20, N_Steel = 2, Y_Steel = 1450},
        //new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 2, Y_Steel = 150},
        //new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 100},
        //new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 50},

        //new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 1550},
        //new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 2, Y_Steel = 1500},
        //new Thep(){D_Steel = 20, N_Steel = 2, Y_Steel = 1450},//
        //new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 700},
        //new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 550},
        //new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 400},
        //new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 250},
    }
}

```

```

//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 2, Y_Steel = 150},
//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 100},
//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 50},

//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 1550},
//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 2, Y_Steel = 1500},
//new Thep(){D_Steel = 20, N_Steel = 2, Y_Steel = 1450},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 1300},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 1150},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 1000},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 850},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 700},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 550},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 400},
//new Thep(){D_Steel = 12, N_Steel = 2, Y_Steel = 250},
//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 2, Y_Steel = 150},
//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 100},
//new Thep(){D_Steel = 22, N_Steel = 3, Y_Steel = 50},
};

```

```

return new RCBeam

```

```

{
    Rb = 17,
    Eb = 32.5e3,
    Rs = 350,
    Rsc = 350,
    Es = 200000,

```

```

        b = 200,
        h = 1600,
        Theps = theps
    };
}
static void Main(string[] args)
{
    Console.OutputEncoding = Encoding.UTF8;

    // Đường dẫn file xuất kết quả
    string filePath_Force = args.Length > 0 ? args[0] : "Force.xlsx";
    string filePath_Stress_Steel_Strain_Bi_Linear = args.Length > 0 ? args[0] :
"Stress_strain_Steel_Bi_linear.xlsx";
    string filePath_Stress_Strain_Steel_Tri_Linear = args.Length > 0 ? args[0] :
"Stress_strain_Steel_Tri_linear.xlsx";
    string filePath_Stress_Strain_Concrete_Tri_Linear = args.Length > 0 ? args[0] :
"Stress_strain_Concrete_Tri_linear.xlsx";

    // Tạo dữ liệu mẫu
    RCBeam beam = InitializeBeamData();

    Console.WriteLine("***** Trường hợp tính toán *****");

    // Tính toán và lưu kết quả
    NeutralAxisPosition(beam, UltimateInternalForce);
    NeutralAxisPosition(beam, NonlinearDeformation_2);
    NeutralAxisPosition(beam, NonlinearDeformation_3);

```

```

//NeutralAxisPosition_2(beam, NonlinearDeformation);
// Ghi kết quả ra file Excel
ExportForceToExcel(filePath_Force);
ExportStrain_Stress_ToExcel_2(filePath_Stress_Steel_Strain_Bi_Linear);
ExportStrain_Stress_ToExcel_3(filePath_Stress_Strain_Steel_Tri_Linear);
ExportStrain_Stress_ToExcel_4(filePath_Stress_Strain_Concrete_Tri_Linear);

}

// Mô hình ứng suất - biến dạng của thép (2 đường thẳng)
static double Stress_Steel_Bi_Linear_Model(double Rs, double Es, double strain)
{
    double yieldStrain = (Rs / Es) ;
    if (strain >= yieldStrain && strain <= 0.015)
    {
        return Rs;
    }
    if (strain < yieldStrain)
    {
        return Es*strain;
    }
    return Rs;
}

//Mô hình ứng suất - biến dạng của thép (3 đường thẳng)
static double Stress_Steel_Tri_Linear_Model(double Rs, double Es, double strain)
{
    double strain_s0 = (Rs / Es)+0.002;

```

```

double strain_s1 = 0.9 * (Rs / Es);
double strain_s2 = 0.015;
double stress_s1 = 0.9 * Rs;

double k1 = stress_s1 / Rs;
double k2 = strain - strain_s1;
double k3 = strain_s0 - strain_s1;
double stress_s2 = Rs * (k1 + (1 - k1) * (k2 / k3));
if (strain >= 0 && strain < strain_s1)
{
    return Es * strain;
}
else if (strain >= strain_s1 && strain <= strain_s2)
{
    if (stress_s2 > 1.1 * Rs)
    {
        return 1.1 * Rs;
    }
    else
    {
        return stress_s2;
    }
}
else return 1.1 * Rs;
}

```

```

// Mô hình ứng suất - biến dạng của bê tông (3 đoạn thẳng)
static double Stress_Concrete_Tri_Linear_Model(RCBeam beam, double strain)
{
    // Các giá trị biến dạng và ứng suất cho bê tông

    double strain_b2 = 0.0035; // Giới hạn biến dạng cuối cùng
    double stress_b1 = 0.6 * beam.Rb; // Ứng suất tại điểm b1
    double strain_b0 = 0.0030; // Giới hạn biến dạng tại điểm b0
    double strain_b1 = stress_b1 / beam.Eb; // Biến dạng tại điểm b1
    // Kiểm tra và tính ứng suất
    if (strain <= strain_b1 && strain >=0)
    {
        return beam.Eb * strain; // Phần đầu của mô hình: ứng suất tỷ lệ với biến dạng
    }
    else if (strain > strain_b1 && strain < strain_b0)
    {
        double k1 = stress_b1 / beam.Rb;
        double k2 = strain - strain_b1;
        double k3 = strain_b0 - strain_b1;
        return beam.Rb * (k1 + (1 - k1) * (k2 / k3)); // Mô hình phi tuyến giữa b1 và b0
    }
    else
    {
        return beam.Rb; // Nếu vượt quá strain_b0, ứng suất không thay đổi nữa
    }
}

```

```

// Tính lực nén bê tông
static double CompressiveConcrete(RCBeam beam, double x)
{
    int n = 10;
    double deltaX = x / n;
    double totalForce = 0;
    double y = beam.h - x;
    for (int i = 1; i <= n; i++)
    {
        double strain = 0.0035 * ((deltaX * i) - (0.5*deltaX))/x;
        double stress = Stress_Concrete_Tri_Linear_Model(beam, strain);
        totalForce += stress * deltaX * beam.b;
        Mu += stress * deltaX * beam.b * (y + deltaX * i);
    }
    return totalForce;
}

```

```

// Tính theo nội lực giới hạn
static double UltimateInternalForce(RCBeam beam, double y)
{
    Mu = 0;
    double x = beam.h - y;
    var asComp = beam.Theps.Where(t => t.Y_Steel > y).Sum(t => t.As);
    var asTens = beam.Theps.Where(t => t.Y_Steel <= y).Sum(t => t.As);
}

```

```

var as_c = beam.Theps.Where(x => x.Y_Steel >= y).ToList();
var as_t = beam.Theps.Where(x => x.Y_Steel < y).ToList();
var asComp1 = beam.Theps.Where(t => t.Y_Steel >= y).Sum(t => t.As);

double a_c = as_c.Sum(x => (beam.h - x.Y_Steel) * x.As) / as_c.Sum(x => x.As);
double a_t = as_t.Sum(x => x.Y_Steel * x.As) / as_t.Sum(x => x.As);

double h0 = beam.h - a_t;
Mu = beam.Rb * beam.b * x * 0.8 * (h0 - 0.5 * x * 0.8) + beam.Rsc * asComp1 * (h0 -
a_c);

return beam.Rb * beam.b * x * 0.8 + beam.Rsc * asComp - beam.Rs * asTens;
}

```

// Tính theo biến dạng biến dạng phi tuyến (2 đường thẳng của thép)

```

static double NonlinearDeformation_2(RCBeam beam, double y)
{
    Mu = 0;
    double x = beam.h - y;
    double compressiveForce = CompressiveConcrete(beam, x);
    double tensileSteelForce = 0;
    double compressiveSteelForce = 0;
    foreach (var bar in beam.Theps)
    {
        //double Res_1 = 0.0035 * ((y - bar.Y_Steel) / y) * ((0.0035*beam.h/x) - 0.0035);
        //double Res_2 = 0.0035 - (0.0035 * (beam.h - bar.Y_Steel) / x);
        double Res_2 = (x - beam.h + bar.Y_Steel) * 0.0035 / x;
        double Res_1 = (y - bar.Y_Steel) * 0.0035 / x;
    }
}

```

```

double strain = (bar.Y_Steel < y) ? Res_1 : Res_2;
double stress = Stress_Steel_Bi_Linear_Model(beam.Rs, beam.Es, strain);
if (bar.Y_Steel < y)
{
    tensileSteelForce += stress * bar.As;
    Mu -= tensileSteelForce * bar.Y_Steel;
}
else
{
    compressiveSteelForce += stress * bar.As;
    Mu += compressiveSteelForce * bar.Y_Steel;
}
};

return compressiveForce/* beam.Rb * beam.b * x * 0.8 */+ compressiveSteelForce -
tensileSteelForce;
}

```

// Tính theo biến dạng biến dạng phi tuyến (3 đường thẳng của thép)

```

static double NonlinearDeformation_3(RCBeam beam, double y)
{
    Mu = 0;
    double x = beam.h - y;
    double compressiveForce = CompressiveConcrete(beam, x);
    double tensileSteelForce = 0;
    double compressiveSteelForce = 0;
}

```

```

foreach (var bar in beam.Theps)
{
    //double Res_1 = 0.0035 * ((y - bar.Y_Steel) / y) * ((0.0035*beam.h/x) - 0.0035);
    //double Res_2 = 0.0035 - (0.0035 * (beam.h - bar.Y_Steel) / x);
    double Res_2 = (x - beam.h + bar.Y_Steel) * 0.0035 / x;
    double Res_1 = (y - bar.Y_Steel) * 0.0035 / x;
    double strain = (bar.Y_Steel < y) ? Res_1 : Res_2;
    double stress = Stress_Steel_Tri_Linear_Model(beam.Rs, beam.Es, strain);
    if (bar.Y_Steel < y)
    {

        tensileSteelForce += stress * bar.As;
        Mu -= tensileSteelForce * bar.Y_Steel;
    }
    else
    {
        compressiveSteelForce += stress * bar.As;
        Mu += compressiveSteelForce * bar.Y_Steel;
    }

};

return compressiveForce /*beam.Rb * beam.b * x * 0.8*/ + compressiveSteelForce -
tensileSteelForce;
}

//Sử dụng Bisection method chia 2 đoạn xét

```

```

static void Bisection_Method(RCBeam beam, double a, double b, Func<RCBeam, double,
double> Force)
{
    double epsilon = 1;
    double c = a;
    while ((b - a) > epsilon)
    {
        c = (b + a) / 2;
        if (Force(beam, a) * Force(beam, c) < 0)
        {
            b = c;
        }
        else
        {
            a = c;
        }
    }
    Console.WriteLine("***Bisection***");
    Console.WriteLine($"Chia khoảng nghiệm nằm trong khoảng [{a + 1},{b - 1}]");
    Force(beam, b);
    Console.WriteLine($"Trục trung hòa x = {beam.h - a}-Momen kháng uốn = {Mu/1e6}");
    double x = beam.h-b;
    int n = (int)x;
    double y = b;
    double deltaX = x / n;
    double totalForce = 0;

```

```

for (int i = -1; i <= n; i++)
{
    double strain = 0.0035 * (deltaX * i) / x;
    double stress = Stress_Concrete_Tri_Linear_Model(beam, strain);
    dataStress_strain_Concrete3.Add(new Data { NeutralAxis = deltaX * i, Strain =
strain, Stress = stress });
}

for (int i = 0; i <= beam.h; i++)
{
    if (i <= y)
    {
        dataStress_strain_Steel2.Add(new Data
        {
            NeutralAxis = i,
            Strain = (y - i) * 0.0035 / x,
            Stress = Stress_Steel_Bi_Linear_Model(beam.Rs, beam.Es, (y - i) * 0.0035 / x)
        });
        dataStress_strain_Steel3.Add(new Data
        {
            NeutralAxis = i,
            Strain = (y - i) * 0.0035 / x,
            Stress = Stress_Steel_Tri_Linear_Model(beam.Rs, beam.Es, (y - i) * 0.0035 / x)
        });
    }
    else
    {

```

```

dataStress_strain_Steel2.Add(new Data
{
    NeutralAxis = i,
    Strain = 0.0035 - ((beam.h - i) * 0.0035 / x),
    Stress = Stress_Steel_Bi_Linear_Model(beam.Rs, beam.Es, 0.0035 - ((beam.h - i)
* 0.0035 / x))
});
dataStress_strain_Steel3.Add(new Data
{
    NeutralAxis = i,
    Strain = 0.0035 - ((beam.h - i) * 0.0035 / x),
    Stress = Stress_Steel_Tri_Linear_Model(beam.Rs, beam.Es, 0.0035 - ((beam.h -
i) * 0.0035 / x))
});
}
}
}

```

// Xác định vị trí trục trung hòa

```

static void NeutralAxisPosition(RCBeam beam, Func<RCBeam, double, double>
forceMethod)
{
    double n = beam.h/4;
    double deltaY = beam.h / n;
    for (double i = 1; i <= n; i ++)
    {
        double x = beam.h - deltaY * i;

```

```

    if (forceMethod(beam, deltaY * i) * forceMethod(beam, deltaY * (i - 1)) < 0)
    {
        Console.WriteLine($" nghiệm nằm trong khoảng [{deltaY * (i - 1)},{deltaY * i}");
        Console.WriteLine($"a = {deltaY * (i - 1):F10} - Cân bằng nội lực: y =
{forceMethod(beam, deltaY * i)}");
        Console.WriteLine($"b = {deltaY * i:F10} - Cân bằng nội lực: y =
{forceMethod(beam, deltaY * (i - 1))}");
        Bisection_Method(beam, deltaY * (i - 1), deltaY * i, forceMethod);
        break;
    }
    dataforce.Add(new Force { F = forceMethod(beam, deltaY * (i)), NeutralAxis = deltaY
* i });
}
}

```

// Xuất dữ liệu ra file Excel

```

static void ExportForceToExcel(string filePath)
{
    ExcelPackage.LicenseContext = LicenseContext.NonCommercial;
    using var package = new ExcelPackage();
    var worksheet = package.Workbook.Worksheets.Add("Kết quả");
    worksheet.Cells[1, 1].Value = "y";
    worksheet.Cells[1, 2].Value = "F";
    for (int i = 1; i < dataforce.Count; i++)
    {
        worksheet.Cells[i + 1, 1].Value = dataforce[i].NeutralAxis;
        worksheet.Cells[i + 1, 2].Value = dataforce[i].F;
    }
}

```

```

    }

    File.WriteAllBytes(filePath, package.GetAsByteArray());
    Console.WriteLine($"Kết quả tổng hợp lực đã được ghi vào: {filePath}");
}

```

```

static void ExportStrain_Stress_ToExcel_2(string filePath)

```

```

{
    ExcelPackage.LicenseContext = LicenseContext.NonCommercial;
    using var package = new ExcelPackage();
    var worksheet = package.Workbook.Worksheets.Add("Kết quả");
    worksheet.Cells[1, 1].Value = "y";
    worksheet.Cells[1, 2].Value = "Biến dạng";
    worksheet.Cells[1, 3].Value = "Ứng suất";
    for (int i = 1; i < dataStress_strain_Steel2.Count; i++)
    {
        worksheet.Cells[i + 1, 1].Value = dataStress_strain_Steel2[i].NeutralAxis;
        worksheet.Cells[i + 1, 2].Value = dataStress_strain_Steel2[i].Strain;
        worksheet.Cells[i + 1, 3].Value = dataStress_strain_Steel2[i].Stress;
    }
}

```

```

    File.WriteAllBytes(filePath, package.GetAsByteArray());

```

```

    Console.WriteLine($"Kết quả Ứng suất biến dạng của thép ( Biểu đồ 2 đường thẳng) đã
được ghi vào: {filePath}");

```

```

}

```

```

static void ExportStrain_Stress_ToExcel_3(string filePath)

```

```

{
    ExcelPackage.LicenseContext = LicenseContext.NonCommercial;
    using var package = new ExcelPackage();
    var worksheet = package.Workbook.Worksheets.Add("Kết quả");
    worksheet.Cells[1, 1].Value = "y";
    worksheet.Cells[1, 2].Value = "Biến dạng";
    worksheet.Cells[1, 3].Value = "Ứng suất";
    for (int i = 1; i < dataStress_strain_Steel3.Count; i++)
    {
        worksheet.Cells[i + 1, 1].Value = dataStress_strain_Steel3[i].NeutralAxis;
        worksheet.Cells[i + 1, 2].Value = dataStress_strain_Steel3[i].Strain;
        worksheet.Cells[i + 1, 3].Value = dataStress_strain_Steel3[i].Stress;
    }

    File.WriteAllBytes(filePath, package.GetAsByteArray());
    Console.WriteLine($"Kết quả Ứng suất biến dạng của thép ( Biểu đồ 3 đường thẳng) đã
được ghi vào: {filePath}");
}

```

```

static void ExportStrain_Stress_ToExcel_4(string filePath)
{
    ExcelPackage.LicenseContext = LicenseContext.NonCommercial;
    using var package = new ExcelPackage();
    var worksheet = package.Workbook.Worksheets.Add("Kết quả");
    worksheet.Cells[1, 1].Value = "y";
    worksheet.Cells[1, 2].Value = "Biến dạng";
    worksheet.Cells[1, 3].Value = "Ứng suất";
}

```

```

for (int i = 1; i < dataStress_strain_Concrete3.Count; i++)
{
    worksheet.Cells[i + 1, 1].Value = dataStress_strain_Concrete3[i].NeutralAxis;
    worksheet.Cells[i + 1, 2].Value = dataStress_strain_Concrete3[i].Strain;
    worksheet.Cells[i + 1, 3].Value = dataStress_strain_Concrete3[i].Stress;
}

```

```

File.WriteAllBytes(filePath, package.GetAsByteArray());

```

```

Console.WriteLine($"Kết quả Ứng suất biến dạng của bê tông ( Biểu đồ 3 đường thẳng)
đã được ghi vào: {filePath}");

```

```

}

```

```

}

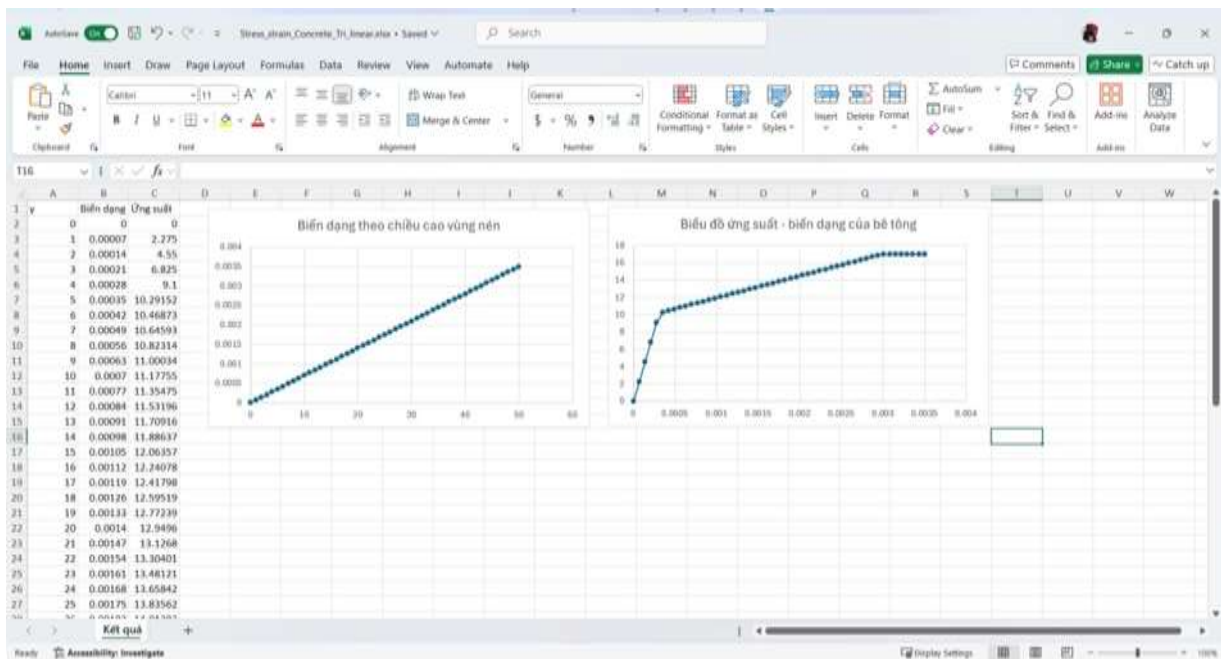
```

```

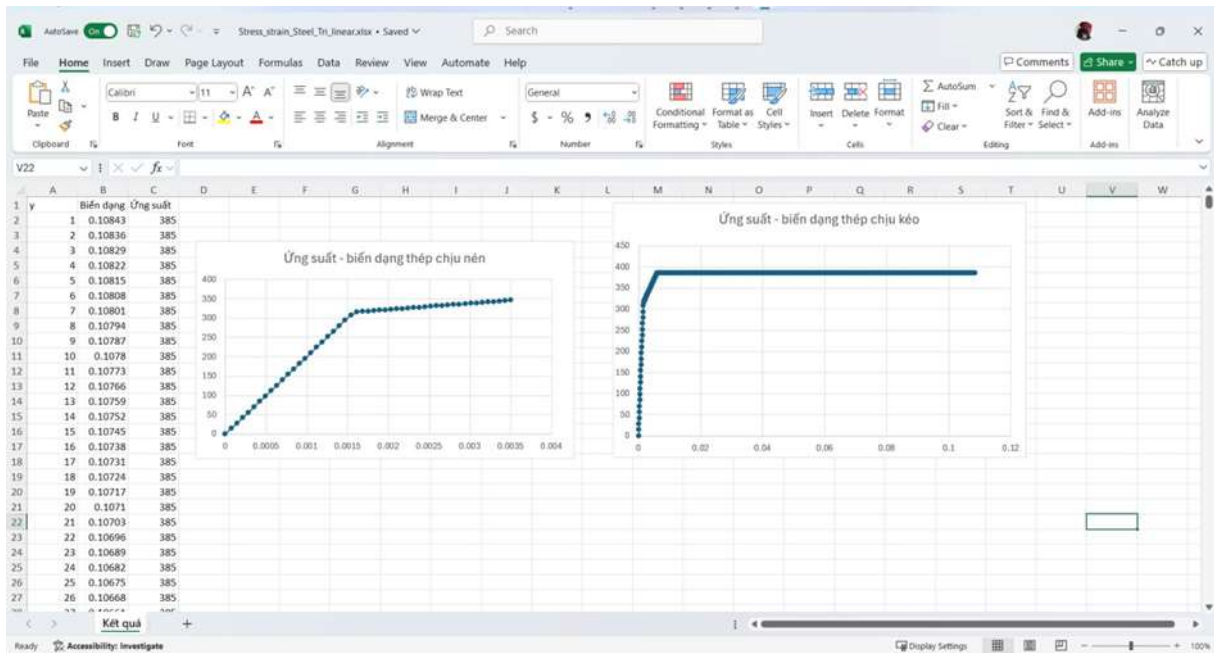
}

```

7.5. Kết quả



Hình 7.3. Kết quả ứng suất biến dạng của bê tông theo mô hình biến dạng phi tuyến (3 đường thẳng).



Hình 7.4. Kết quả ứng suất biến dạng của cốt thép theo mô hình biến dạng phi tuyến (3 đường thẳng).

7.6. Kết luận và kiến nghị

Khi tính toán khả năng chịu uốn của dầm theo nội lực giới hạn, có một số giả thuyết sau:
 Chấp nhận giả thiết tiết diện thẳng.

Ở trạng thái giới hạn phá hoại, toàn bộ thép kéo và nén đều chảy dẻo.

Biến dạng thớ bê tông chịu nén ngoài cùng đạt đến giá trị biến dạng nén giới hạn.

Bê tông vùng kéo đã nứt và không được tính toán chịu lực (Bỏ qua khả năng làm việc chịu kéo của bê tông).

Khi tính toán khả năng chịu uốn của dầm theo mô hình biến dạng phi tuyến, được xây dựng một số giả thuyết sau:

Chấp nhận giả thiết tiết diện thẳng.

Biểu đồ biến dạng của bê tông là biểu đồ ba đoạn thẳng.

Biểu đồ biến dạng của cốt thép là biểu đồ hai hoặc ba đoạn thẳng.

Bê tông vùng kéo đã nứt và không được tính toán chịu lực (Bỏ qua khả năng làm việc chịu kéo của bê tông).

Với phương pháp tính toán theo nội lực giới hạn việc tính toán xác định trục trung hòa đơn giản thông qua công thức $x = \frac{R_s.A_s - R_{sc}.A_s'}{R_b.b}$, phương pháp tính toán theo mô hình biến dạng phi tuyến cần xác định trục trung hòa theo phương trình cân bằng mô men.

Việc tìm trục trung hòa theo phương pháp mô hình phi tuyến phức tạp việc “giải tay” tìm nghiệm tốn thời gian và không chính xác => Sử dụng các ngôn ngữ lập trình để tính toán xử lý.

Việc tìm nghiệm nếu x trong khoảng từ [0,h] (h là chiều cao dầm) nếu sử dụng thuật toán thông thường chạy giá trị từ 0 -> h không tối ưu về thời gian chạy nếu chiều cao dầm lớn và bước nhảy nhỏ, độ phức tạp thuật toán vô cùng lớn O(n).

Qua quá trình nghiên cứu có thể thấy phương trình cân bằng lực F(x) (với x là trục trung hòa) là tuyến tính và có 2 cực trị trái dấu.

Vì vậy có thể sử dụng thuật toán Bisection Method khi biết F(x) = 0 trên một khoảng [a,b], F(a).F(b) < 0 và hàm F(x) liên tục trên [a,b] chia đôi khoảng nghiệm liên tục cho đến khi tìm được khoảng nghiệm gần đúng, độ phức tạp thuật toán lúc này được giảm một nửa so với phương pháp chạy vòng lặp tìm nghiệm thông thường O(log(n)).

KẾT LUẬN

Sau quá trình nghiên cứu và thực hiện đồ án tốt nghiệp với đề tài “Thiết kế kết cấu Da Nang Mikazuki Japanese Resort & Spa”, em đã hoàn thành các nội dung chính bao gồm thiết kế kết cấu sàn, cầu thang, khung và móng cho một công trình cao tầng thực tế, đồng thời phát triển một chuyên đề ứng dụng tin học trong xây dựng – xây dựng phần mềm tính toán khả năng kháng uốn của dầm bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2018.

Thông qua đồ án này, em đã:

- Tổng hợp và vận dụng kiến thức chuyên ngành một cách hệ thống, từ việc hiểu rõ tiêu chuẩn thiết kế đến phân tích kết cấu, lựa chọn vật liệu và mô hình tính toán phù hợp với điều kiện thực tế.
- Áp dụng hiệu quả phần mềm chuyên ngành như ETABS, Excel và Python trong việc tính toán nội lực, thiết kế cấu kiện và mô phỏng các mô hình vật liệu.
- Thiết kế cấu trúc hợp lý và an toàn cho công trình có quy mô lớn, thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật, thẩm mỹ và điều kiện khí hậu – địa chất của khu vực ven biển Đà Nẵng.
- Phân tích và lập trình thuật toán phi tuyến tính toán khả năng kháng uốn của dầm BTCT, giúp nâng cao độ chính xác và tiết kiệm vật liệu trong thiết kế kết cấu.

Kết quả đạt được không chỉ khẳng định tính khả thi, hợp lý và an toàn của phương án thiết kế mà còn thể hiện rõ sự tiến bộ trong tư duy kỹ thuật và năng lực ứng dụng công nghệ hiện đại vào thực tiễn.

Tổng kết, đồ án là một bước tiến quan trọng trong hành trình học tập và là tiền đề vững chắc cho công việc thiết kế kết cấu chuyên nghiệp sau này. Em xin chân thành cảm ơn sự hướng dẫn tận tình của Thầy TS. Nguyễn Công Luyện cùng sự hỗ trợ của quý Thầy Cô trong khoa Xây dựng Công trình Thủy – Trường Đại học Bách Khoa Đà Nẵng.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- + TCVN 2737-2023 Tải trọng và tác động.
- + TCVN 9386:2012: Thiết kế công trình chịu tải trọng động đất.
- +TCVN 5574-2018 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.
- + TCXD 198:1997: Nhà cao tầng - Thiết kế Bê Tông Cốt Thép toàn khối.
- + QCVN 02-2009/BXD: Số liệu điều kiện tự nhiên dùng trong xây dựng.
- + Võ Bá Tâm (2005). Kết cấu bê tông cốt thép – 3 Tập, Nhà xuất bản Đại học quốc gia thành phố Hồ Chí Minh

PHỤ LỤC A: TÍNH TOÁN SÀN

Bảng A.1: Bảng tính toán cốt thép sàn bản dầm.

Tính toán cốt thép sàn theo trường hợp bản dầm														
Ô sàn	Vị trí	M kNm	b mm	h mm	a mm	h ₀ mm	α_m	ξ	As mm ² /m	Cốt thép	Asch	m %	mmax %	Check As, m
S1	Top	5.27	1000	200	45	155	0.0125	0.9937	162.98	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
	Bot	2.64	1000	200	45	155	0.0062	0.9969	81.24	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
S7	Top	10.77	1000	250	45	205	0.0146	0.9927	252.06	Ø12a150	781	0.38%	2.67%	OK
	Bot	3.59	1000	250	45	205	0.0049	0.9976	83.61	Ø12a150	781	0.38%	2.67%	OK
S8	Top	5.86	1000	250	45	205	0.0079	0.9960	136.64	Ø12a150	781	0.38%	2.67%	OK
	Bot	2.93	1000	250	45	205	0.0040	0.9980	68.18	Ø12a150	781	0.38%	2.67%	OK
S9	Top	0.00	1000	200	45	155	0.0000	1.0000	0.00	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
	Bot	8.05	1000	200	45	155	0.0190	0.9904	249.75	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK

S11	Top	8.05	1000	200	45	155	0.0190	0.9904	249.75	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
	Bot	4.53	1000	200	45	155	0.0107	0.9946	139.89	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
S13	Top	27.88	1000	200	45	155	0.0659	0.9659	780.77	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
	Bot	15.68	1000	200	45	155	0.0371	0.9811	491.07	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
S14	Top	8.00	1000	200	45	155	0.0189	0.9905	248.03	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
	Bot	4.00	1000	200	45	155	0.0095	0.9952	123.42	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
S25	Top	0.00	1000	200	45	155	0.0000	1.0000	0.00	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
	Bot	22.35	1000	200	45	155	0.0528	0.9728	705.65	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
S27	Top	21.36	1000	200	45	155	0.0505	0.9741	673.53	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK
	Bot	12.01	1000	200	45	155	0.0284	0.9856	374.44	Ø12a150	781	0.50%	2.67%	OK

Bảng A.1: Bảng tính toán cốt thép sàn bản kê 4 cạnh.

Tính toán cốt thép sàn theo trường hợp bản kê 4 cạnh																	
STT	Kích thước		Tỷ số	Bề rộng	h	a	h ₀ (mm)	Moment		α _m	ζ	A _s	Cốt thép	Asch	m %	mmax %	Check A _s , m
	L ₁ xL ₂ (m)	(L ₂ /L ₁)	b (mm)	M (kNm)				(mm ²)	(mm ²)								
S2	4.11	7.62	1.85	1	0.2	0.045	0.155	M1	1.982	0.0047	0.9977	36.61	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M2	9.348	0.0221	0.9888	174.26					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	33.8	0.0799	0.9583	650.08					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	21.57	0.0510	0.9738	408.34					
S3	6.866	7.62	1.11	1	0.25	0.045	0.205	M1	2.452	0.0033	0.9983	34.23	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M2	11.57	0.0156	0.9921	162.48					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	41.82	0.0565	0.9709	600.28					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	26.69	0.0361	0.9816	378.97					
S4	7.07	7.465	1.06	1	0.25	0.045	0.205	M1	2.554	0.0035	0.9983	35.65	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M2	11.8	0.0160	0.9920	165.81					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	42.66	0.0577	0.9703	612.85					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	27.23	0.0368	0.9812	386.81					
S5	2.644	2.952	1.12	1	0.2	0.045	0.155	M3	1.218	0.0029	0.9986	22.49	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M4	2.226	0.0053	0.9974	41.14					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	8.048	0.0190	0.9904	149.80					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	5.137	0.0121	0.9939	95.28					
S6	2.552	3	1.18	1	0.2	0.045	0.155	M3	0.921	0.0022	0.9989	17.00	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M4	1.71	0.0040	0.9980	31.59					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	6.184	0.0146	0.9926	114.83					

				1	0.2	0.045	0.155	MII	3.947	0.0093	0.9953	73.10					
S10	5.086	5.195	1.02	1	0.2	0.045	0.155	M5	1.699	0.0040	0.9980	31.37	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M6	5.463	0.0129	0.9935	101.35					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	19.75	0.0467	0.9761	372.97					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	12.61	0.0298	0.9849	235.94					
S12	3.232	5.195	1.61	1	0.2	0.045	0.155	M5	1.339	0.0032	0.9984	24.71	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M6	4.305	0.0102	0.9949	79.76					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	15.56	0.0368	0.9812	292.36					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	9.934	0.0235	0.9881	185.32					
S15	4.3	5.378	1.25	1	0.2	0.045	0.155	M3	1.737	0.0041	0.9979	32.08	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M4	5.782	0.0137	0.9931	107.32					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	20.9	0.0494	0.9746	395.37					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	13.34	0.0316	0.9840	249.97					
S16	4.473	7.555	1.69	1	0.2	0.045	0.155	M3	1.543	0.0036	0.9982	28.49	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M4	7.215	0.0171	0.9914	134.14					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	26.08	0.0617	0.9681	496.62					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	16.65	0.0394	0.9799	313.18					
S17	3.32	4.48	1.35	1	0.2	0.045	0.155	M5	1.26	0.0030	0.9985	23.26	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M6	3.494	0.0083	0.9959	64.68					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	12.63	0.0299	0.9848	236.47					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	8.064	0.0191	0.9904	150.09					
S18	3.315	3.32	1.00	1	0.2	0.045	0.155	M5	1.128	0.0027	0.9987	20.82	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M6	2.319	0.0055	0.9973	42.86					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	8.383	0.0198	0.9900	156.09					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	5.351	0.0127	0.9936	99.27					
S19	7.52	12.23 7	1.63	1	0.25	0.045	0.205	M5	2.416	0.0033	0.9984	33.73	Ø12a120	1017	0.50	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M6	18.3	0.0247	0.9875	258.34					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	66.17	0.0895	0.9531	967.71					

				1	0.25	0.045	0.205	MII	42.24	0.0571	0.9706	606.54					
S20	7.268	12.85	1.77	1	0.25	0.045	0.205	M5	2.213	0.0030	0.9985	30.89	Ø12a120	1017	0.50	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M6	17.6	0.0238	0.9880	248.35					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	63.65	0.0861	0.9549	928.93					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	40.63	0.0549	0.9717	582.69					
S21	7.268	12.85	1.77	1	0.25	0.045	0.205	M7	2.252	0.0030	0.9985	31.43	Ø12a120	1017	0.50	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M8	17.91	0.0242	0.9877	252.74					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	64.76	0.0876	0.9541	945.95					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	41.33	0.0559	0.9712	593.16					
S22	7.738	9.938	1.28	1	0.25	0.045	0.205	M7	2.685	0.0036	0.9982	37.48	Ø12a120	1017	0.50	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M8	16.52	0.0223	0.9887	232.81					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	59.71	0.0807	0.9579	868.80					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	38.11	0.0515	0.9735	545.62					
S23	8.196	12.13 2	1.48	1	0.25	0.045	0.205	M7	2.484	0.0034	0.9983	34.68	Ø12a120	1017	0.50	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M8	18.65	0.0252	0.9872	263.36					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	67.44	0.0912	0.9521	987.26					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	43.05	0.0582	0.9700	618.55					
S24	7.695	8.686	1.13	1	0.25	0.045	0.205	M7	2.156	0.0029	0.9985	30.09	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M8	11.59	0.0157	0.9921	162.86					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	41.91	0.0567	0.9708	601.73					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	26.75	0.0362	0.9816	379.87					
S26	5.752	7.981	1.39	1	0.2	0.045	0.155	M3	1.66	0.0039	0.9980	30.60	Ø12a150	781	0.50	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M4	7.45	0.0176	0.9911	138.62					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	26.95	0.0637	0.9671	513.64					
				1	0.2	0.045	0.155	MII	17.20	0.0407	0.9792	323.77					
S28	5.752	8.148	1.42	1	0.2	0.045	0.155	M3	2.00	0.0047	0.9976	37.04	Ø12a150	1017	0.66	2.67	OK
				1	0.2	0.045	0.155	M4	9.20	0.0218	0.9890	171.49					
				1	0.2	0.045	0.155	MI	33.26	0.0787	0.9590	638.40					

				1	0.2	0.045	0.155	MII	21.23	0.0502	0.9742	401.74					
S29	7.52	8.3	1.10	1	0.25	0.045	0.205	M5	2.29	0.0031	0.9984	31.96	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M6	11.77	0.0159	0.9920	165.30					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	42.54	0.0575	0.9704	610.95					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	27.15	0.0367	0.9813	385.62					
S30	7.268	8.3	1.14	1	0.25	0.045	0.205	M5	2.213	0.0030	0.9985	30.89	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M6	11.37	0.0154	0.9923	159.72					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	41.11	0.0556	0.9714	589.85					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	26.24	0.0355	0.9819	372.46					
S31	7.268	8.3	1.14	1	0.25	0.045	0.205	M5	2.213	0.0030	0.9985	30.89	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M6	11.37	0.0154	0.9923	159.72					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	41.11	0.0556	0.9714	589.85					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	26.24	0.0355	0.9819	372.46					
S32	7.268	8.3	1.14	1	0.25	0.045	0.205	M5	2.213	0.0030	0.9985	30.89	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M6	11.37	0.0154	0.9923	159.72					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	41.11	0.0556	0.9714	589.85					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	26.24	0.0355	0.9819	372.46					
S33	7.268	8.3	1.14	1	0.25	0.045	0.205	M7	2.166	0.0029	0.9985	30.24	Ø12a150	781	0.38	2.67	OK
				1	0.25	0.045	0.205	M8	11.13	0.0151	0.9924	156.33					
				1	0.25	0.045	0.205	MI	40.25	0.0544	0.9720	577.06					
				1	0.25	0.045	0.205	MII	25.69	0.0347	0.9823	364.47					

PHỤ LỤC B: TÍNH TOÁN CỐT THÉP DÀM

Bảng B.1: Bảng tính toán cốt thép dọc dầm.

TẦNG	Name	Kích thước					Thép lớp trên							Thép lớp dưới									
		L	b	h	a'	a	M ₃	M _u	A _s (cm ²)					M ₃	M _u	A _s (cm ²)							
		m	mm	mm	mm	mm	kNm	kNm	A _s	n ₁	d ₁	n ₂	d ₂	(%)	kNm	kNm	A _s	n ₁	d ₁	n ₂	d ₂	m (%)	
TẦNG 1	1F- VB3A	7.10	1000	1000	51.00	51.00	-543.55	1355.53	13.38	9	22			0.36	3.39	1355.53	9.49	9	22			0.36	
					51.00	51.00	-6.67	1355.53	9.49	9	22			0.36	379.36	1355.53	9.49	9	22			0.36	
					60.45	51.00	-479.22	1630.27	11.89	9	22	2	22	0.45	128.80	1355.53	9.49	9	22			0.36	
	1F- VB3A	11.45	1000	1000	60.45	51.00	-	1244.54	1630.27	31.64	9	22	2	22	0.45	1.00	1355.53	9.49	9	22			0.36
					51.00	60.45	-1.00	1355.53	9.49	9	22			0.36	885.59	1630.27	22.26	9	22	2	22	0.45	
					60.45	51.00	-	1291.93	1630.27	32.90	9	22	2	22	0.45	1.00	1355.53	9.49	9	22			0.36
	1F- VB3A	1.80	1000	1000	49.00	49.00	-249.52	518.50	9.51	5	18			0.13	253.38	518.50	9.51	5	18			0.13	
					49.00	49.00	-88.26	518.50	9.51	5	18			0.13	229.53	518.50	9.51	5	18			0.13	
					49.00	49.00	-41.74	518.50	9.51	5	18			0.13	105.94	518.50	9.51	5	18			0.13	
TẦNG 2	2F- VB3	7.10	1000	700	52.50	52.50	-796.12	1149.65	29.79	9	25			0.68	27.21	1149.65	6.48	9	25			0.68	
					52.50	52.50	-149.49	1149.65	6.48	9	25			0.68	396.63	1149.65	14.44	9	25			0.68	
					62.50	52.50	-414.73	1391.81	15.37	9	25	2	25	0.85	345.28	1149.65	12.53	9	25			0.68	
	2F- VB3	11.45	1000	700	62.50	52.50	-	1165.99	1391.81	45.70	9	25	5	25	0.85	2.93	1149.65	6.48	9	25			0.68
					52.50	66.25	-1.00	1149.65	6.48	9	25			0.68	722.03	1512.48	27.52	9	25	3	25	0.93	
					72.14	52.50	-	1419.66	1746.81	57.94	9	25	5	25	1.09	1.00	1149.65	6.48	9	25			0.68
	2F- VB3A	1.80	500	500	51.00	51.00	-322.59	336.17	18.15	5	22			0.85	200.74	336.17	10.86	5	22			0.85	
					51.00	51.00	-120.28	336.17	6.36	5	22			0.85	154.93	336.17	8.27	5	22			0.85	
					51.00	51.00	-80.45	336.17	4.21	5	22			0.85	110.61	336.17	5.83	5	22			0.85	

TẦNG 3	3F- VB4A	1.80	500	500	52.50	52.50	-403.56	421.72	23.48	5	25			1.10	283.54	421.72	15.81	5	25			1.10
					52.50	52.50	-163.53	421.72	8.79	5	25			1.10	210.67	421.72	11.48	5	25			1.10
					52.50	52.50	-109.35	421.72	5.78	5	25			1.10	127.11	421.72	6.76	5	25			1.10
	3F- VB4A	11.45	1000	700	70.83	52.50	-	2036.67	59.11	10	25	7	25	1.17	1.00	1265.70	6.48	10	25			0.76
					52.50	65.19	-1.00	1265.70	6.48	10	25			0.76	860.67	1639.53	33.09	10	25	3	25	1.01
					75.15	70.83	-	2036.67	73.46	10	25	7	25	1.34	1.00	1774.50	6.29	10	25	5	25	1.17
	3F- VB4	7.10	1000	700	70.83	52.50	-	1873.86	41.99	10	25	5	25	1.17	13.08	1265.70	6.48	10	25			0.76
					52.50	65.19	-286.24	1265.70	10.35	10	25			0.76	546.42	1639.53	20.53	10	25	3	25	1.01
					52.50	65.19	-331.89	1265.70	12.03	10	25			0.76	590.74	1639.53	22.26	10	25	3	25	1.01
TẦNG 4	4F- VB3A	2.75	1400	500	52.50	52.50	-10.21	872.04	6.27	10	25			0.78	1.00	872.04	6.27	10	25			0.78
					52.50	52.50	-146.99	872.04	7.66	10	25			0.78	1.00	872.04	6.27	10	25			0.78
					70.83	52.50	-233.11	1241.62	12.79	10	25	5	25	1.23	1.00	872.04	6.27	10	25			0.78
	4F- VB3A	7.10	1400	500	70.83	52.50	-605.56	1241.62	34.67	10	25	5	25	1.23	1.00	872.04	6.27	10	25			0.78
					52.50	52.50	-86.03	872.04	6.27	10	25			0.78	315.58	872.04	16.71	10	25			0.78
					70.83	52.50	-162.70	1241.62	8.86	10	25	5	25	1.23	268.55	872.04	14.15	10	25			0.78
	4F- VB3A	11.45	1400	700	70.83	52.50	-	1882.21	50.24	10	25	5	25	0.84	226.95	1299.10	9.07	10	25			0.54
					52.50	52.50	-109.76	1299.10	9.07	10	25			0.54	667.40	1299.10	24.43	10	25			0.54
					70.83	52.50	-	1882.21	62.86	10	25	5	25	0.84	268.23	1299.10	9.64	10	25			0.54
	4F- VB3	1.80	500	500	68.21	52.50	-483.37	579.99	30.56	5	25	2	25	1.59	366.00	419.32	21.00	5	25			1.10
					68.21	52.50	-195.12	579.99	11.02	5	25			1.59	263.04	419.32	14.57	5	25	2	25	1.10
					68.21	52.50	-144.30	579.99	8.01	5	25	2	25	1.59	168.47	419.32	9.06	5	25			1.10
TẦNG 5	5F- VB17	1.31	200	1000	52.50	52.50	-40.51	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-156.95	382.22	3.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-200.12	382.22	5.00	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
	5F- VB5	11.45	1000	650	75.15	52.50	-	1917.33	67.95	10	25	7	25	1.45	38.08	1158.93	5.98	10	25			0.82
					61.67	52.50	-99.97	1390.74	5.88	10	25	2	25	1.00	869.68	1158.93	35.86	10	25			0.82

					80.00	65.19	-	2195.99	88.56	10	25	10	25	1.72	1.00	1425.78	5.85	10	25	3	25	1.09
	5F- VB12	1.80	500	500	68.21	52.50	-501.34	579.99	31.97	5	25	2	25	1.59	388.83	419.32	22.50	5	25			1.10
					52.50	52.50	-222.49	421.72	12.17	5	25			1.10	288.50	421.72	16.12	5	25			1.10
					52.50	52.50	-98.31	421.72	5.18	5	25	2	25	1.10	127.17	421.72	6.76	5	25			1.10
TẦNG 6	6F- VB9	1.31	200	1000	52.50	52.50	-32.25	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-128.02	382.22	3.16	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-164.20	382.22	4.08	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
	6F- VB3	11.45	1000	650	75.15	52.50	-	1917.33	62.62	10	25	7	25	1.45	76.19	1158.93	5.98	10	25			0.82
					52.50	52.50	-122.17	1163.74	5.98	10	25			0.82	753.85	1163.74	30.77	10	25			0.82
					75.15	52.50	-	1917.33	72.30	10	25	7	25	1.45	1.00	1158.93	5.98	10	25			0.82
TẦNG 7	7F- VB10	1.31	200	1000	52.50	52.50	-23.00	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-106.17	382.22	2.62	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-137.92	382.22	3.41	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
	7F- VB2	11.45	1400	650	70.83	52.50	-	1722.06	57.79	10	25	5	25	0.91	144.08	1192.33	8.37	10	25			0.59
					52.50	52.50	-190.79	1192.33	8.37	10	25			0.59	667.69	1192.33	26.63	10	25			0.59
					52.50	52.50	-	1192.33	46.22	10	25			0.59	309.32	1192.33	12.10	10	25			0.59
TẦNG 8	MF- VB15	11.55	1400	650	70.83	52.50	-	1722.06	62.71	10	25	5	25	0.91	109.18	1192.33	8.37	10	25			0.59
					52.50	52.50	-160.88	1192.33	8.37	10	25			0.59	696.04	1192.33	27.81	10	25			0.59
					52.50	52.50	-	1192.33	46.34	10	25			0.59	229.41	1192.33	8.93	10	25			0.59
	MF- VB3	1.41	200	1000	52.50	52.50	-22.21	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-101.58	382.22	2.50	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-138.85	382.22	3.44	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
TẦNG 9	MF- VB15	11.55	1400	650	70.83	52.50	-	1722.06	61.80	10	25	5	25	0.91	83.06	1192.33	8.37	10	25			0.59
					52.50	52.50	-137.52	1192.33	8.37	10	25			0.59	689.80	1192.33	27.55	10	25			0.59

					52.50	52.50	-	1192.33	44.74	10	25			0.59	209.75	1192.33	8.37	10	25			0.59	
	MF-VB3	1.41	200	1000	52.50	52.50	-22.05	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
					52.50	52.50	-100.74	382.22	2.48	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
					52.50	52.50	-137.32	382.22	3.40	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
TẦNG 10	MF-VB15	11.55	1400	650	70.83	52.50	-	1722.06	60.06	10	25	5	25	0.91	57.61	1192.33	8.37	10	25			0.59	
					52.50	52.50	-114.15	1192.33	8.37	10	25			0.59	679.14	1192.33	27.11	10	25			0.59	
					52.50	52.50	-	1192.33	43.25	10	25			0.59	176.95	1192.33	8.37	10	25			0.59	
		MF-VB3	1.41	200	1000	52.50	52.50	-21.91	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-100.01	382.22	2.46	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
					52.50	52.50	-135.98	382.22	3.37	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
TẦNG 11	MF-VB15	11.55	1400	650	70.83	52.50	-	1722.06	57.60	10	25	5	25	0.91	34.08	1192.33	8.37	10	25			0.59	
					52.50	52.50	-92.29	1192.33	8.37	10	25			0.59	663.47	1192.33	26.46	10	25			0.59	
					52.50	52.50	-	1192.33	41.94	10	25			0.59	130.92	1192.33	8.37	10	25			0.59	
		MF-VB3	1.41	200	1000	52.50	52.50	-21.80	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-99.40	382.22	2.45	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
					52.50	52.50	-134.98	382.22	3.34	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
TẦNG 12	MF-VB15	11.55	1400	650	70.83	52.50	-	1722.06	54.68	10	25	5	25	0.91	13.54	1192.33	8.37	10	25			0.59	
					52.50	52.50	-73.07	1192.33	8.37	10	25			0.59	642.92	1192.33	25.61	10	25			0.59	
					52.50	52.50	-	1192.33	40.86	10	25			0.59	72.14	1192.33	8.37	10	25			0.59	
		MF-VB3	1.41	200	1000	52.50	52.50	-21.76	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-99.12	382.22	2.44	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
					52.50	52.50	-134.50	382.22	3.33	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52	
TẦNG 13	MF-VB15	11.55	1400	650	52.50	52.50	-	1517.47	49.03	13	25			0.76	1.00	1517.47	8.37	13	25			0.76	
					52.50	52.50	-57.28	1517.47	8.37	13	25			0.76	619.79	1517.47	24.66	13	25			0.76	
					52.50	52.50	-986.42	1517.47	40.10	13	25			0.76	1.00	1517.47	8.37	13	25			0.76	

	MF- VB3	1.41	200	1000	52.50	52.50	-21.76	382.22	1.90	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-99.12	382.22	2.44	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
					52.50	52.50	-134.50	382.22	3.33	2	25			0.52	1.00	382.22	1.90	2	25			0.52
TẦNG 14	14F- VB2	11.55	1000	1200	52.50	52.50	-	2110.53	36.71	9	25			0.38	108.23	2110.53	11.48	9	25			0.38
					52.50	76.56	-296.12	2110.53	11.48	9	25			0.38	3034.00	3680.02	66.47	9	25	7	25	0.70
					76.56	52.50	-	3680.02	66.34	9	25	7	25	0.70	999.55	2110.53	20.43	9	25			0.38
TẦNG 15	15F- VB2	5.60	500	650	52.50	52.50	-320.79	581.87	12.97	5	25			0.82	227.66	581.87	9.07	5	25			0.82
					52.50	52.50	-205.47	581.87	8.15	5	25			0.82	219.65	581.87	8.74	5	25			0.82
					52.50	52.50	-543.08	581.87	22.84	5	25			0.82	161.54	581.87	6.37	5	25			0.82

Bảng B.2: Bảng tính toán cốt thép đai dầm.

TẦNG	Name	Thép đai														
		Q	n	KH	Đk	Sw	Loại thép	Rsw	E _s	a ₀	[Q _{max}]	[S _{w,max}]	[Q _{bt}]	[S _w]	[Q]	Check
		kN	-	-	mm	mm		MPa	MPa	mm	kN	mm	kN	mm	kN	-
TẦNG 1	1F- VB3A	373.72	5	A2+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5645.25	OK	3136.25	330	3619.42	OK
		256.89	5	A2+1LEG	10	200				1966.67	5645.25	OK	769.44	330	1091.56	OK
		381.99	5	A2+1LEG	10	100				0.00	5645.25	OK	3136.25	330	3619.42	OK
	1F- VB3A	632.26	5	A2+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5645.25	OK	3136.25	330	3619.42	OK
		389.98	5	A2+1LEG	10	200				3105.84	5645.25	OK	627.25	330	949.36	OK
		603.24	5	A2+1LEG	10	100				988.46	5645.25	OK	1530.90	330	2175.13	OK
	1F- VB3A	254.26	3	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5645.25	OK	3136.25	270	3426.15	OK
		189.45	3	A1+1LEG	10	200				620.60	5645.25	OK	2438.35	270	2438.35	OK
		216.91	3	A1+1LEG	10	100				0.00	5645.25	OK	3136.25	270	3426.15	OK
TẦNG 2	2F-VB3	412.84	5	A2+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	3890.25	OK	2161.25	375	2494.21	OK
		298.12	5	A2+1LEG	10	200				1905.56	3890.25	OK	432.25	375	654.22	OK
		323.15	5	A2+1LEG	10	100				0.00	3890.25	OK	2161.25	375	2494.21	OK

	2F-VB3	602.76	5	A2+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	3890.25	OK	2161.25	375	2494.21	OK
		344.29	5	A2+1LEG	10	200				3482.21	3890.25	OK	432.25	375	654.22	OK
		623.70	5	A2+1LEG	10	100				988.46	3890.25	OK	727.00	375	1170.95	OK
	2F-VB3A	326.32	3	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1360.13	OK	755.63	330	895.32	OK
		205.66	3	A1+1LEG	10	200				688.11	1360.13	OK	255.31	330	348.44	OK
		175.51	3	A1+1LEG	10	100				310.30	1360.13	OK	566.17	330	705.86	OK
TẦNG 3	3F-VB4A	380.65	3	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1360.13	OK	755.63	349	895.32	OK
		245.61	3	A1+1LEG	10	200				688.11	1360.13	OK	255.31	349	348.44	OK
		229.62	3	A1+1LEG	10	100				310.30	1360.13	OK	566.17	349	705.86	OK
	3F-VB4	726.73	7	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	3890.25	OK	2161.25	375	2627.39	OK
		379.20	7	A1+1LEG	10	200				3157.31	3890.25	OK	432.25	375	743.01	OK
		711.34	7	A1+1LEG	10	100				969.67	3890.25	OK	741.10	375	1362.62	OK
	3F-VB4	453.08	7	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	3890.25	OK	2161.25	375	2627.39	OK
		354.51	7	A1+1LEG	10	200				1905.56	3890.25	OK	432.25	375	743.01	OK
		266.02	7	A1+1LEG	10	100				0.00	3890.25	OK	2161.25	375	2627.39	OK
TẦNG 4	4F-VB3A	26.08	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	476.03	3808.35	OK	1033.35	349	1467.95	OK
		117.63	7	A3+1LEG	10	200				850.51	3808.35	OK	578.37	349	795.67	OK
		114.88	7	A3+1LEG	10	100				0.00	3808.35	OK	2115.75	349	2441.70	OK
	4F-VB3A	411.43	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	3808.35	OK	2115.75	349	2441.70	OK
		187.85	7	A3+1LEG	10	200				1881.12	3808.35	OK	423.15	349	640.45	OK
		263.38	7	A3+1LEG	10	100				200.41	3808.35	OK	2115.75	349	2441.70	OK
	4F-VB3A	943.93	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5446.35	OK	3025.75	375	3491.89	OK
		313.85	7	A3+1LEG	10	200				3169.00	5446.35	OK	605.15	375	915.91	OK
		564.56	7	A3+1LEG	10	100				733.63	5446.35	OK	1371.34	375	1992.87	OK
	4F-VB3	447.71	3	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1360.13	OK	755.63	349	895.32	OK
		307.83	3	A1+1LEG	10	200				688.11	1360.13	246.49	255.31	233	348.44	OK
		285.14	3	A1+1LEG	10	100				310.30	1360.13	OK	566.17	349	705.86	OK
TẦNG 5	5F-VB17	83.39	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	84.24	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		103.38	2	A1	10	200				396.27	1129.05	OK	627.25	375	723.88	OK

		114.51	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
	5F-VB5	515.65	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	174.02	3597.75	OK	1998.75	375	2429.85	OK
		521.01	7	A3+1LEG	10	200				3048.48	3597.75	287.58	399.75	300	687.15	OK
		637.15	7	A3+1LEG	10	100				969.67	3597.75	287.58	633.84	300	1208.64	OK
	5F-VB12	445.73	3	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1360.13	OK	755.63	349	895.32	OK
		297.69	3	A1+1LEG	10	200				688.11	1360.13	246.49	255.31	233	348.44	OK
		274.51	3	A1+1LEG	10	100				310.30	1360.13	OK	566.17	349	705.86	OK
TẦNG 6	6F-VB9	69.21	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	84.24	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		87.33	2	A1	10	200				396.27	1129.05	OK	627.25	375	723.88	OK
		95.29	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
	6F-VB3	459.99	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	174.02	3597.75	OK	1998.75	375	2429.85	OK
		440.49	7	A3+1LEG	10	200				3048.48	3597.75	287.58	399.75	300	687.15	OK
		532.19	7	A3+1LEG	10	100				969.67	3597.75	OK	633.84	375	1208.64	OK
TẦNG 7	7F-VB10	62.85	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		78.96	2	A1	10	200				502.75	1129.05	OK	601.99	375	698.62	OK
		84.10	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
	7F-VB2	516.37	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5036.85	OK	2798.25	375	3229.35	OK
		413.52	7	A3+1LEG	10	200				3148.68	5036.85	OK	559.65	375	847.05	OK
		424.52	7	A3+1LEG	10	100				2700.70	5036.85	OK	559.65	375	1134.44	OK
TẦNG 8	MF-VB15	549.99	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5036.85	OK	2798.25	375	3229.35	OK
		421.57	7	A3+1LEG	10	200				3148.68	5036.85	OK	559.65	375	847.05	OK
		439.14	7	A3+1LEG	10	100				2700.70	5036.85	OK	559.65	375	1134.44	OK
	MF-VB3	59.91	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		76.03	2	A1	10	200				602.75	1129.05	OK	502.12	375	598.75	OK
		80.16	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
TẦNG 9	MF-VB15	546.17	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5036.85	OK	2798.25	375	3229.35	OK
		406.03	7	A3+1LEG	10	200				3148.68	5036.85	OK	559.65	375	847.05	OK
		423.61	7	A3+1LEG	10	100				2700.70	5036.85	OK	559.65	375	1134.44	OK
			59.38	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52

	MF-VB3	75.50	2	A1	10	200				602.75	1129.05	OK	502.12	375	598.75	OK
		78.94	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
TẦNG 10	MF-VB15	537.90	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5036.85	OK	2798.25	375	3229.35	OK
		391.41	7	A3+1LEG	10	200				3148.68	5036.85	OK	559.65	375	847.05	OK
		408.98	7	A3+1LEG	10	100				2700.70	5036.85	OK	559.65	375	1134.44	OK
	MF-VB3	58.92	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		75.04	2	A1	10	200				602.75	1129.05	OK	502.12	375	598.75	OK
		77.84	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
TẦNG 11	MF-VB15	525.90	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5036.85	OK	2798.25	375	3229.35	OK
		378.56	7	A3+1LEG	10	200				3148.68	5036.85	OK	559.65	375	847.05	OK
		396.13	7	A3+1LEG	10	100				2700.70	5036.85	OK	559.65	375	1134.44	OK
	MF-VB3	58.53	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		74.65	2	A1	10	200				602.75	1129.05	OK	502.12	375	598.75	OK
		76.90	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
TẦNG 12	MF-VB15	510.93	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5036.85	OK	2798.25	375	3229.35	OK
		367.84	7	A3+1LEG	10	200				3148.68	5036.85	OK	559.65	375	847.05	OK
		385.42	7	A3+1LEG	10	100				2700.70	5036.85	OK	559.65	375	1134.44	OK
	MF-VB3	58.35	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		74.47	2	A1	10	200				602.75	1129.05	OK	502.12	375	598.75	OK
		76.36	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
TẦNG 13	MF-VB15	493.27	7	A3+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	5036.85	OK	2798.25	375	3229.35	OK
		360.85	7	A3+1LEG	10	200				3148.68	5036.85	OK	559.65	375	847.05	OK
		378.43	7	A3+1LEG	10	100				2700.70	5036.85	OK	559.65	375	1134.44	OK
	MF-VB3	58.35	2	A1	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
		74.47	2	A1	10	200				602.75	1129.05	OK	502.12	375	598.75	OK
		76.36	2	A1	10	100				0.00	1129.05	OK	627.25	375	820.52	OK
TẦNG 14	14F-VB2	1784.11	5	A2+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	6815.25	OK	3786.25	375	4369.56	OK
		1043.30	5	A2+1LEG	10	200				4655.05	6815.25	205.41	757.25	300	1146.12	OK
		1205.15	5	A2+1LEG	10	100				1056.27	6815.25	OK	2087.99	375	2793.15	OK

TẦNG 15	15F- VB2	221.30	3	A1+1LEG	10	100	CB240 -T	170	200000	0.00	1798.88	OK	999.38	375	1184.13	OK	
		254.83	3	A1+1LEG	10	200					1886.41	1798.88	246.49	199.88	300	323.05	OK
		262.87	3	A1+1LEG	10	100					969.67	1798.88	OK	316.92	375	563.26	OK

Bảng B.3: Bảng kiểm tra dầm theo TTGH II

TẦNG	Name	Tính nút									Tính võng		
		M3 Dài hạn		M ₃ Tổng tải		Top	Bot	Top	Bot	Check	Võng	[L]	Check
		Top	Bot	Top	Bot	acr1	acr1	acr2	acr2	-	mm	mm	-
TẦNG 1	1F- VB3A	-288.33	1.00	-384.05	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	28.40	OK
		-1.00	300.20	-1.00	307.60	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.34		
		-267.94	1.00	-344.07	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
	1F- VB3A	-904.44	1.00	-989.85	1.00	0.21	0.00	0.24	0.00	OK	0.00	45.80	OK
		-1.00	736.40	-1.00	744.74	0.00	0.15	0.00	0.15	OK	9.28		
		-968.14	1.00	-	1040.37	1.00	0.24	0.00	0.26	0.00	OK	0.00	
	1F- VB3A	-1.00	34.17	-104.68	136.35	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.01	7.19	OK
		-1.00	64.89	-17.92	135.69	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.01		
		-1.00	28.01	-14.46	61.47	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
TẦNG 2	2F-VB3	-379.09	1.00	-543.19	1.00	0.11	0.00	0.17	0.00	OK	0.00	28.40	OK
		-1.00	260.48	-61.33	289.20	0.00	0.04	0.00	0.05	OK	2.37		
		-115.12	1.00	-242.67	150.97	0.00	0.00	0.02	0.00	OK	0.30		
	2F-VB3	-748.84	1.00	-883.97	1.00	0.26	0.00	0.30	0.00	OK	0.01	45.80	OK
		-1.00	596.18	-1.00	605.18	0.00	0.17	0.00	0.18	OK	16.17		
		-985.43	1.00	-	1109.32	1.00	0.30	0.00	0.33	0.00	OK	0.01	
	2F- VB3A	-26.07	1.00	-163.85	87.80	0.00	0.00	0.15	0.05	OK	0.26	7.19	OK
		-1.00	16.28	-53.96	76.24	0.00	0.00	0.01	0.04	OK	0.20		
		-1.00	5.99	-38.86	54.51	0.00	0.00	0.00	0.01	OK	0.07		

TẦNG 3	3F- VB4A	-14.32	1.00	-196.90	131.95	0.00	0.00	0.15	0.08	OK	0.41	7.19	OK
		-1.00	10.53	-74.04	105.70	0.00	0.00	0.02	0.06	OK	0.30		
		-4.00	1.00	-55.55	58.19	0.00	0.00	0.00	0.01	OK	0.08		
	3F- VB4A	-893.16	1.00	-	1.00	0.24	0.00	0.29	0.00	OK	0.01	45.80	OK
		-1.00	705.28	-1.00	721.16	0.00	0.20	0.00	0.21	OK	18.62		
		-	1.00	-	1.00	0.30	0.00	0.34	0.00	OK	0.01		
	3F-VB4	-482.02	1.00	-718.22	1.00	0.10	0.00	0.16	0.00	OK	0.00	28.40	OK
		-23.31	240.81	-151.01	337.43	0.00	0.02	0.00	0.04	OK	2.58		
		-1.00	66.28	-134.62	314.94	0.00	0.00	0.00	0.03	OK	2.12		
TẦNG 4	4F- VB3A	-8.79	1.00	-8.94	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	-0.02	11.02	OK
		-141.13	1.00	-141.74	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	-0.02		
		-175.12	1.00	-190.21	1.00	0.02	0.00	0.02	0.00	OK	-0.02		
	4F- VB3A	-333.02	1.00	-435.16	1.00	0.10	0.00	0.14	0.00	OK	0.01	28.40	OK
		-1.00	166.79	-44.43	212.14	0.00	0.02	0.00	0.05	OK	3.69		
		-3.76	9.39	-78.78	108.57	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.49		
	4F- VB3A	-548.31	1.00	-855.73	1.00	0.10	0.00	0.17	0.00	OK	0.00	45.80	OK
		-1.00	522.77	-1.00	538.85	0.00	0.13	0.00	0.14	OK	11.16		
		-818.06	1.00	-	1.00	0.19	0.00	0.27	0.00	OK	0.00		
	4F-VB3	-6.25	1.00	-230.20	177.67	0.00	0.00	0.14	0.13	OK	0.62	7.19	OK
		-1.00	17.74	-86.52	133.88	0.00	0.00	0.03	0.09	OK	0.43		
		-3.14	1.00	-74.41	77.40	0.00	0.00	0.02	0.03	OK	0.17		
TẦNG 5	5F- VB17	-56.88	1.00	-58.32	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.22	OK
		-161.33	1.00	-165.97	1.00	0.14	0.00	0.15	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
	5F-VB5	-878.73	1.00	-	1.00	0.24	0.00	0.29	0.00	OK	0.01	45.80	OK
		-1.00	720.20	-1.00	733.07	0.00	0.30	0.00	0.30	OK	26.52		

		- 1189.10	1.00	- 1388.79	1.00	0.30	0.00	0.34	0.00	OK	0.01		
	5F- VB12	-3.54	1.00	-237.20	191.03	0.00	0.00	0.14	0.14	OK	0.71	7.19	OK
		-1.00	21.83	-97.83	148.88	0.00	0.00	0.05	0.10	OK	0.52		
		-1.00	5.33	-49.62	61.45	0.00	0.00	0.00	0.01	OK	0.10		
TẦNG 6	6F-VB9	-45.59	1.00	-47.07	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.22	OK
		-131.17	1.00	-135.98	1.00	0.09	0.00	0.10	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
	6F-VB3	-777.24	1.00	-999.71	1.00	0.21	0.00	0.26	0.00	OK	0.01	45.80	OK
		-1.00	610.07	-1.00	624.46	0.00	0.24	0.00	0.25	OK	21.73		
		-953.99	1.00	- 1163.34	1.00	0.27	0.00	0.32	0.00	OK	0.01		
TẦNG 7	7F- VB10	-37.72	1.00	-40.32	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.22	OK
		-99.76	1.00	-109.33	1.00	0.04	0.00	0.05	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
	7F-VB2	-637.02	1.00	-922.38	1.00	0.16	0.00	0.23	0.00	OK	0.01	45.80	OK
		-1.00	463.43	-86.84	498.72	0.00	0.13	0.00	0.14	OK	13.36		
		-544.49	1.00	-781.47	48.28	0.17	0.00	0.26	0.00	OK	0.22		
TẦNG 8	MF- VB15	-734.40	1.00	- 1014.22	1.00	0.19	0.00	0.27	0.00	OK	0.01	46.20	OK
		-1.00	505.49	-71.72	535.78	0.00	0.15	0.00	0.16	OK	15.28		
		-572.55	1.00	-794.32	1.00	0.19	0.00	0.27	0.00	OK	0.01		
	MF- VB3	-36.46	1.00	-38.83	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.62	OK
		-100.65	1.00	-110.22	1.00	0.04	0.00	0.05	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
TẦNG 9	MF- VB15	-744.07	1.00	- 1009.49	1.00	0.20	0.00	0.27	0.00	OK	0.01	46.20	OK
		-1.00	505.96	-68.55	534.61	0.00	0.15	0.00	0.16	OK	15.33		
		-564.62	1.00	-773.38	1.00	0.18	0.00	0.26	0.00	OK	0.01		
	MF- VB3	-36.44	1.00	-38.65	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.62	OK
		-100.61	1.00	-109.54	1.00	0.04	0.00	0.05	0.00	OK	0.00		

		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
TẦNG 10	MF- VB15	-745.68	1.00	-992.85	1.00	0.20	0.00	0.26	0.00	OK	0.01	46.20	OK
		-1.00	506.28	-59.28	531.76	0.00	0.15	0.00	0.16	OK	15.32		
		-564.26	1.00	-756.85	1.00	0.18	0.00	0.26	0.00	OK	0.01		
	MF- VB3	-36.52	1.00	-38.53	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.62	OK
		-100.95	1.00	-109.12	1.00	0.04	0.00	0.05	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
TẦNG 11	MF- VB15	-739.48	1.00	-965.46	1.00	0.19	0.00	0.25	0.00	OK	0.01	46.20	OK
		-1.00	506.00	-44.73	527.80	0.00	0.15	0.00	0.16	OK	15.27		
		-572.51	1.00	-746.08	1.00	0.19	0.00	0.25	0.00	OK	0.01		
	MF- VB3	-36.68	1.00	-38.48	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.62	OK
		-101.57	1.00	-108.91	1.00	0.04	0.00	0.05	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
TẦNG 12	MF- VB15	-727.41	1.00	-930.49	1.00	0.19	0.00	0.24	0.00	OK	0.01	46.20	OK
		-1.00	504.22	-26.63	522.59	0.00	0.15	0.00	0.16	OK	15.15		
		-589.27	1.00	-741.42	1.00	0.20	0.00	0.25	0.00	OK	0.01		
	MF- VB3	-36.97	1.00	-38.55	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.62	OK
		-102.61	1.00	-109.16	1.00	0.05	0.00	0.05	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
TẦNG 13	MF- VB15	-703.66	1.00	-880.48	1.00	0.20	0.00	0.25	0.00	OK	0.01	46.20	OK
		-1.00	502.31	-1.00	515.54	0.00	0.11	0.00	0.12	OK	11.96		
		-617.16	1.00	-745.24	1.00	0.16	0.00	0.20	0.00	OK	0.01		
	MF- VB3	-36.97	1.00	-38.55	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00	5.62	OK
		-102.61	1.00	-109.16	1.00	0.05	0.00	0.05	0.00	OK	0.00		
		-1.00	1.00	-1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	0.00		
TẦNG 14	14F- VB2	-	1.00	-	1.00	0.15	0.00	0.20	0.00	OK	0.00	46.20	OK
		1012.65		1276.01									
		-1.00	1640.63	-1.00	2138.73	0.00	0.20	0.00	0.26	OK	17.15		
		-	1.00	-	1.00	0.15	0.00	0.23	0.00	OK	0.34		
		1356.13		2014.16									

TẦNG 15	15F- VB2	-9.27	1.00	-158.74	99.91	0.00	0.00	0.06	0.01	OK	0.56	22.41	OK
		-55.72	97.87	-121.18	136.83	0.00	0.02	0.03	0.05	OK	1.38		
		-254.77	1.00	-365.42	7.04	0.19	0.00	0.27	0.00	OK	0.02		

PHỤ LỤC C: TÍNH TOÁN CỐT THÉP CỘT

Bảng C.1: Tính toán cốt thép cột

Thông số							Tính toán						Đai ngoài	Đai trong	Nội lực		
Kí hiệu	Từ tầng	Đến tầng	X T33	Y T22	H tầng	β	30	16	Thép X	Thép Y	Tổng Thép	Hàm Lượng	ĐK-KC	ĐK-KC	N	Mx M33	My M22
C104	14F	15F	600	800	3400	0.8	30	22	5	3	12	1%	T0-100/200	T8-100/200	1384.30	-19.27	-1731.53
C13	Base	1F	300	700	950	0.8	30	22	5	5	16	3%	T8-100/200	T8-100/200	2742.23	5.40	-45.69
C13	1F	2F	300	700	5000	0.8	30	22	5	5	16	3%	T8-100/200	T8-100/200	-580.17	-11.54	42.23
C13	2F	3F	300	700	4000	0.8	30	22	5	5	16	3%	T8-100/200	T8-100/200	-549.34	-37.56	97.68
C13	3F	4F	300	700	6000	0.8	30	22	5	5	16	3%	T8-100/200	T8-100/200	-471.27	-34.98	85.50
C13	4F	5F	300	700	3750	0.8	30	22	5	5	16	3%	T8-100/200	T8-100/200	-247.73	-52.73	158.23
C14	Base	1F	1000	1600	950	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	31227.98	-1881.31	-201.39
C14	1F	2F	1000	1600	5000	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	29345.00	-2971.16	-361.93
C14	2F	3F	1000	1600	4000	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	27673.39	-2228.36	-331.67
C14	3F	4F	1000	1600	6000	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	25921.42	-2498.30	-434.90
C14	4F	5F	1000	1600	3750	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	23925.51	-1987.86	-516.41
C14	5F	6F	1000	1600	5250	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	21777.09	-1973.17	-362.02
C14	6F	7F	1000	1600	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	19882.85	-1353.53	-295.35
C14	7F	8F	1000	1400	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	17995.78	-1458.60	-295.17

C14	8F	9F	1000	1400	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	16041.57	-1496.31	-332.30
C14	9F	10F	1000	1400	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	14089.31	-1373.95	-294.02
C14	10F	11F	1000	1400	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	12143.71	-1241.51	-249.73
C14	11F	12F	1000	1400	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	10209.78	-1132.71	-195.88
C14	12F	13F	1000	1400	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	8292.26	-1103.54	-97.63
C14	13F	14F	1000	1400	3400	0.8	30	30	11	8	34	2%	T8-100/200	T8-100/200	6285.87	3065.52	188.44
C15	Base	1F	600	800	950	0.8	30	22	5	5	16	1%	T8-100/200	T8-100/200	4940.93	-149.08	-39.98
C15	1F	2F	600	800	5000	0.8	30	22	5	5	16	1%	T8-100/200	T8-100/200	3751.11	-478.99	-99.13
C15	2F	3F	600	800	4000	0.8	30	22	5	5	16	1%	T8-100/200	T8-100/200	2625.01	-663.84	-147.89
C15	3F	4F	600	800	6000	0.8	30	22	5	5	16	1%	T8-100/200	T8-100/200	1383.75	695.33	174.47
C44	15F	TUM	400	400	4500	0.8	30	18	5	2	10	2%	T8-100/200	T8-100/200	1131.96	162.05	3582.62

PHỤ LỤC D: TÍNH TOÁN CỐT THÉP VÁCH

Bảng D.1: Tính toán cốt thép vách

Thông số tính toán					Phần biên										
Tầng	P	M_3	t_w	L	B	Pt	Pp	A_{st}	A_{sp}	$A_{s,rq}$	Thép chọn				K.Tra
T1	-24766.1	-27130.9	500	5500	1100	123836.67	123824.33	44.23	36.91	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T1	-24836.7	-28056.3	500	5500	1100	124189.88	124177.12	44.35	36.90	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T2	-22907.6	-18315.3	500	5500	1100	114542.16	114533.84	40.91	36.98	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T2	-23278.6	-24738.9	500	5500	1100	116398.62	116387.38	41.57	36.96	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T3	-21250.2	-14301.6	500	5500	1100	106254.25	106247.75	37.95	37.04	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T3	-21547.1	-16343.4	500	5500	1100	107739.21	107731.79	38.48	37.03	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T4	-19358.8	-10845.4	500	5500	1100	96796.46	96791.54	34.57	37.12	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T4	-19804.1	-11981.8	500	5500	1100	99023.22	99017.78	35.37	37.10	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T5	-17639.9	-10060.2	500	5500	1100	88201.79	88197.21	31.50	37.19	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T5	-17918.1	-9646	500	5500	1100	89592.69	89588.31	32.00	37.18	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T6	-15405.4	-8152.8	500	5500	1100	77028.85	77025.15	27.51	37.28	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T6	-15847	-7256.4	500	5500	1100	79236.65	79233.35	28.30	37.26	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T7	-13914.5	-7760.9	500	5500	1100	69574.26	69570.74	24.85	37.34	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T7	-14200.5	-4559.6	500	5500	1100	71003.54	71001.46	25.36	37.32	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T8	-12527.2	-7160.1	500	5500	1100	62637.63	62634.37	22.37	37.39	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T8	-12779.5	-3739.5	500	5500	1100	63898.35	63896.65	22.82	37.38	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T9	-11116.3	-6106.3	500	5500	1100	55582.89	55580.11	19.85	37.45	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T9	-11368.6	-2464.2	500	5500	1100	56843.56	56842.44	20.30	37.44	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T10	-9710.9	-5023.1	500	5500	1100	48555.64	48553.36	17.34	37.50	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T10	-9963.2	-1255.9	500	5500	1100	49816.29	49815.71	17.79	37.49	3.36	10	25	49.06	2%	OK

T11	-8308	-3932.2	500	5500	1100	41540.89	41539.11	14.84	37.56	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T11	-8560.3	-179.3	500	5500	1100	42801.54	42801.46	15.29	37.55	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T12	-6904.1	-2938.3	500	5500	1100	34521.17	34519.83	12.33	37.61	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T12	-7156.4	921.6	500	5500	1100	35782.21	35781.79	12.78	37.60	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T13	-5497	-2482.8	500	5500	1100	27485.56	27484.44	9.82	37.67	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T13	-5749.4	1719	500	5500	1100	28747.39	28746.61	10.27	37.66	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T14	-4085.6	-3829.8	500	5500	1100	20428.87	20427.13	7.30	37.72	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T14	-4337.9	2198.1	500	5500	1100	21690.00	21689.00	7.75	37.71	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T15	-1715.9	-5139.4	500	5500	1100	8580.67	8578.33	3.06	37.82	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T15	-1968.2	2677.2	500	5500	1100	9841.61	9840.39	3.51	37.81	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T TUM	-798	-1261.6	500	5500	1100	3990.29	3989.71	1.43	37.85	3.36	10	25	49.06	2%	OK
T TUM	-1131.9	-4215.7	500	5500	1100	5660.46	5658.54	2.02	37.84	3.36	10	25	49.06	2%	OK

Thông số tính toán					Phần giữa							
Tầng	P	M_3	t_w	L	B'	P_g	$A_{s,rq}$	Thép chọn				K.Tra
T1	-24766	-27131	500	5500	3300	14859.7	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T1	-24837	-28056	500	5500	3300	14902	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T2	-22908	-18315	500	5500	3300	13744.6	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T2	-23279	-24739	500	5500	3300	13967.2	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T3	-21250	-14302	500	5500	3300	12750.1	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T3	-21547	-16343	500	5500	3300	12928.3	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T4	-19359	-10845	500	5500	3300	11615.3	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T4	-19804	-11982	500	5500	3300	11882.5	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T5	-17640	-10060	500	5500	3300	10583.9	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK

T5	-17918	-9646	500	5500	3300	10750.9	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T6	-15405	-8152.8	500	5500	3300	9243.24	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T6	-15847	-7256.4	500	5500	3300	9508.2	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T7	-13915	-7760.9	500	5500	3300	8348.7	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T7	-14201	-4559.6	500	5500	3300	8520.3	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T8	-12527	-7160.1	500	5500	3300	7516.32	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T8	-12780	-3739.5	500	5500	3300	7667.7	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T9	-11116	-6106.3	500	5500	3300	6669.78	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T9	-11369	-2464.2	500	5500	3300	6821.16	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T10	- 9710.9	-5023.1	500	5500	3300	5826.54	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T10	- 9963.2	-1255.9	500	5500	3300	5977.92	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T11	-8308	-3932.2	500	5500	3300	4984.8	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T11	- 8560.3	-179.3	500	5500	3300	5136.18	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T12	- 6904.1	-2938.3	500	5500	3300	4142.46	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T12	- 7156.4	921.6	500	5500	3300	4293.84	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T13	-5497	-2482.8	500	5500	3300	3298.2	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T13	- 5749.4	1719	500	5500	3300	3449.64	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T14	- 4085.6	-3829.8	500	5500	3300	2451.36	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T14	- 4337.9	2198.1	500	5500	3300	2602.74	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T15	- 1715.9	-5139.4	500	5500	3300	1029.54	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK

T15	- 1968.2	2677.2	500	5500	3300	1180.92	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T TUM	-798	-1261.6	500	5500	3300	478.8	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK
T TUM	- 1131.9	-4215.7	500	5500	3300	679.14	10.08	Φ25	200	24.54	1%	OK