

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني



كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين

التصميم الإنشائي لـ " فندق المنار " المقترح إنشاؤه في

مدينة بيت لحم - بيت ساحور

فريق العمل

حمزة عمار

محمود العملة

أحمد نمر

إشراف :

د. بلال المصري

2021/2020

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



التصميم الإنشائي لـ " فندق المنار " المقترح إنشاؤه في

مدينة بيت لحم - بيت ساحور

فريق العمل

حمزة عمار

محمود العملة

أحمد نمر

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

م.فيضي شبانة

د.بلال المصري

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

.....

.....

2021/2020

الإهداء

اهداء الى من بذلوا حياتهم حُباً وعطاءً لنا ولإخوتنا وكانت أيامهم كفاحاً وتضحيةً فرسموا لنا بجهدهم طريق النجاح

إليكم أحبائنا. . . إليكم أبائنا

إلى الروح وربيع الحياة الدائم

إلى أمهاتنا ومأمنا وأماننا

إلى إخوتنا

إلى من هم قطعة منا وجزء لا يتجزأ من أنفسنا بسعادتهم تكتمل فرحتنا وبعطائهم تحققت آمالنا

إلى من جمعنا بهم أجمل الذكريات

إلى ضحكات الرفاق والقلوب الدافئة التي رافقتنا طيلة سنوات

ستبقى تذكرونا بابتسامة اللقاء ومتاعب الامتحانات القلب ينبض بكم ويحيى بذكركم

ومن جعل الحمد خاتمة النعمة، جعلها الله فاتحة المزيد

فالحمدُ لله الذي تتم بنعمته الصالحات

الشكر والتقدير

الحمد لله رب العالمين والصلاة والسلام على أشرف الأنبياء والمرسلين سيدنا محمد وعلى آله وصحبه ومن
تبعهم بإحسان الى يوم الدين وبعد:

قال تعالى: {يَرْفَعُ اللَّهُ الَّذِينَ آمَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ دَرَجَاتٍ} [المجادلة: 11]

فإننا نشكر الله تعالى على فضله حيث أتاح لنا انجاز هذا العمل بفضلته فله الحمد أولاً وآخرأ

ورسالة شكر وتقدير و عرفان نهدوها

لمن كان الرفيق والصديق الدائم لنا خلال مسيرتنا التعليمية . . . إلى مشرفنا الدكتور والأخ بلال المصري.

إلى الدكتور هيثم عياد الذي تميز بالأخلاق والشخصية اللطيفة، شكراً لك على جهودك معنا.

وإلى كل من تعب واجتهد لأجلنا ولأجل ان نصل الى ما نحن عليه الآن . . . إلى الكادر التعليمي لدائرة
الهندسة المدنية والمعمارية.

إلى جامعتنا العريقة جامعة بوليتكنك فلسطين.

ولا ننسى من كانوا لنا سندا طوال سنين حياتنا وحصدوا الأشواق عن دربنا ليمهدوا لنا طريق العلم . . .
الى جنة الله في الأرض أهلنا الكرام.

التصميم الإنشائي لـ " فندق المنار " المقترح إنشاؤه في

مدينة بيت لحم - بيت ساحور

جامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل

أحمد نمر محمود العملة حمزة عمار

إشراف

د. بلال المصري

ملخص المشروع

يتمثل هدف المشروع في التصميم الإنشائي لكافة عناصر المبنى (الفندق) الخرسانيه من عقدات وجسور واعمدة واساسات وغيرها من العناصر الإنشائية الأخرى .

حيث ان التصميم الإنشائي مهم وينتج عنه جميع المخرجات المتعلقة بثبات جميع العناصر الإنشائية , حيث يتم تقييم الأمان الإنشائي لهذه العناصر بعد القيام بعملية تحديد الأحمال والتحليل والتصميم الإنشائي , واختيار المقاطع يتم اعتمادا على توفير عامل الأمان الإنشائي وكذلك اعتمادا على التكلفة الاقتصادية .

يتكون المشروع من ستة طوابق بمساحة اجمالية 7400 م² بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات و الاقسام الخاصة به بدءا من التسوية التي تعتبر موقفا للسيارات مع عدة مخازن , الى الطابق الارضي الذي يحوي قاعة اجتماعات عامة و مركز استقبال و عدد من المكاتب الموزعة , اما بقية الطوابق فتكون من اقسام متشابهة موزعة معماريا بشكل جيد .

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية , ولتحديد أحمال الزلازل والتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) & (ASCE7-11), ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

ETABS, Safe, ATIR, SP Column, Microsoft office and AutoCAD.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى , ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله وليّ التوفيق

The Structural Design of

" Al Manar Hotel " that proposed to be established in Bethlehem city

Palestine Polytechnic University

Working team:

Ahmad Nimer

Mahmoud Amleh

Hamza Ammar

Supervisor:

Dr. Belal Almasri

Project Abstract

The aim of the project is the structural design of all the concrete elements of the building (the hotel) of slabs, beams, columns, foundations and other structural elements.

Whereas, the structural design is important and produces all the outputs related to the stability of all constructional elements, where the structural safety of these elements is evaluated after processes of determining the loads, analysis and structural design, and the selection of sections is based on provider of the structural safety factor as well as on the economic cost.

The project consists of six floors, with an area of 7400 square meters, a large area that contains a large area of spaces and its own sections from the settlement, which is a car park with several stores, to the ground floor that contains a general meeting room, conference center and the complex reception places the rest of the floors Much sections are .architecturally well distributed

It is worth noting that the Jordanian code was used to define live loads. To determine earthquake loads, structural analysis and section design, the American code (ACI_318_08) and (ASCE7-11) will be used, and it is necessary to refer to some computer dependence programs, such as: -

(ETABS, SAFE, ATIR, SP Column, Microsoft office and AutoCAD)

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	المحتويات	
I	صفحة العنوان	
II	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	
III	الإهداء	
IV	الشكر والتقدير	
V- VI	ملخص المشروع باللغة العربية	
VII	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	
VIII-XII	فهرس المحتويات	
XIII	فهرس الجداول	
XIII-XV	فهرس الأشكال	
XVI	List of abbreviations	
1	المقدمة	<u>الفصل الأول</u>
2	مقدمة	1-1
3	أهداف المشروع	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
3	حدود مشكلة المشروع	4-1
4	المسلمات	5-1
4	فصول المشروع	6-1
5	إجراءات المشروع	7-1
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	8-1
6	الوصف المعماري	<u>الفصل الثاني</u>
7	مقدمة	1-2

8	لمحة عامة عن المشروع	2-2
9	موقع المشروع	3-2
9	أهمية المشروع	4-2
10-11	عناصر الحركة في المبنى	5-2
11	حركة الشمس والرياح	6-2
12	دراسة عناصر المشروع	7-2
12-15	وصف المساقط الأفقية	1-7-2
13	الطابق الأرضي	1-1-7-2
16-19	وصف الواجهات	2-7-2
16	الواجهة الغربية	1-2-7-2
17	الواجهة الشرقية	2-2-7-2
18	الواجهة الشمالية	3-2-7-2
19	الواجهة الجنوبية	4-2-7-2
20	وصف المقاطع	8-2
20	مقطع A-A	1-8-2
20	مقطع B-B	2-8-2
21	وصف الحركة	8-3
22	الوصف الإنشائي للمشروع	<u>الفصل الثالث</u>
23	مقدمة	1-3
23-24	هدف التصميم الإنشائي	2-3
24	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	3-3
24	الاختبارات العملية	4-3
25	الأحمال	5-3

25	الأحمال الرئيسية	1-5-3
25	الأحمال الثانوية	2-5-3
26	الأحمال الميتة	1-1-5-3
26-27	الأحمال الحية	2-1-5-3
27-29	الأحمال البيئية	3-1-5-3
30	أحمال الانكماش والتمدد	1-2-5-3
30	العناصر الإنشائية	6-3
31	العقدات	1-6-3
31-32	العقدات المفرغة	1-1-6-3
33	العقدات المفرغة في اتجاه واحد واتجاهين	1-1-1-6-3
33	العقدات المصمتة في اتجاه واتجاهين	2-1-6-3
34	الجسور	2-6-3
34	الجسور الخرسانية العادية	1-2-6-3
35	الأعمدة	3-6-3
36	جدران القص	4-6-3
37	فواصل التمدد	5-6-3
37-39	الأساسات	6-6-3
39	الأدراج	7-6-3
40	برامج الحاسوب المستخدمة	7-3
41	Structural analysis and design	<u>Chapter 4</u>
42	Introduction	4.1
43	Design method and requirements	4.2
44	Slab thickness calculations	4.3
45-46	Design of Topping	4.4

45	Determination of loads	4.4.1
47-49	Load Calculation for one-way Rib slab	4.5
50-55	Design of one-way rib slab for rib (1)	4.6
52	Design of flexure of rib (1)	4.6.1
55	Design of shear for rib (1)	4.6.2
56-64	Design of beam(B3)	4.7
59	Design of flexure for beam(B3)	4.7.1
63-64	Design of shear for beam(B3)	4.7.2
65-71	Design of Torsional Beam	4.8
65-67	Beam Loads	4.8.1
67-69	Flexure Design	4.8.2
69-71	Design for both Shear and Torsion	4.8.3
72-81	Design of Two-Way Ribbed Slab	4.9
73-75	Limitation of Deflection	4.9.1
75-76	Determination of Loads	4.9.2
76-77	Design of Shear Force	4.9.3
77-81	Design of Flexure	4.9.4
82-86	Design of Solid Slab	4.10
82	Limitation of Deflection	4.10.1
83-84	Determination of Loads	4.10.2
85	Design of Shear Force	4.10.3
85-86	Design of Flexure	4.10.4
87-91	Design of steel member for the opening	4.11
87-89	Design of steel Beam	4.11.1
90-91	Design of Steel Column	4.11.2
92-96	Design of Column C85	4.12
93	Classification of Column Section	4.12.1
93-94	Bressler Equation	4.12.2
94	Minimum Eccentricity	4.12.3
94	Factored Loads	4.12.4

94-95	Magnification factor	4.12.5
95-96	Design of Moment	4.12.6
97-101	Design of Basement Wall	4.13
97-98	System and Loads	4.13.1
99	Design of Shear force	4.13.2
99	Design of Bending Moment	4.13.3
100-101	Design of Flexure	4.13.4
102-106	Design of Shear Wall	4.14
102-103	Shear Wall Analysis	4.14.1
103-106	Design of Shear Wall	4.14.2
103-104	Design of Horizontal Reinforcement	4.14.2.1
105-106	Design of Vertical Reinforcement	4.14.2.2
107-115	Design of Stairs	4.15
108-112	Design of Flight & Landing (Frame)	4.15.1
112-115	Design of Landing	4.15.2
116-124	Design of Mat Foundation	4.16
117-118	Design of Bearing Pressure	4.16.1
118-121	Design of Strip (1)	4.16.2
121-124	Design of Strip (2)	4.16.3
125-132	النتائج والتوصيات	<u>الفصل الخامس</u>
126	النتائج	5-1
126	التوصيات	5-2
127	قائمة المصادر والمراجع	5-3
128-132	الملحقات	5-4

فهرس الجداول

رقم الصفحة	وصف الجدول	اسم الجدول
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	1-1
25	الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء	3-1
27	أحمال الثلوج بناءً على ارتفاع البناء عن سطح البحر	3-2
27	معامل شكل السطح لأحمال الثلوج	3-3
44	Minimum Thickness of Structural Member	4-1
45	Calculation of the total dead load for Topping	4-2
49	Calculation of the total dead load for one-way rib slab	4-3
75	Calculation of the total dead load for Two-way rib slab	4-4
108	Calculation of the total dead load for flight	4-5
109	Calculation of the total dead load for Landing	4-6
112	Calculation of the total dead load for Landing	4-7
114	Calculation of the total dead load for Landing	4-8

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	وصف الشكل	اسم الشكل
8	مخطط الموقع المقترح للمشروع	2-1
10	حركة الشمس والرياح	2-2
11	مخطط طابق التسوية	2-3
12	مخطط الطابق الأرضي	2-4
13	مخطط الطابق الثالث	2-5
14	مخطط الطابق السابع	2-6
15	الواجهة الجنوبية الغربية	2-7
16	الواجهة الجنوبية الشرقية	2-8

17	الواجهة الشمالية الشرقية	2-9
18	الواجهة الشمالية الغربية	2-10
19	مقطع A-A	2-11
19	مقطع B-B	2-12
24	انتقال الأحمال	3-1
29	خريطة درجة المخاطر الزلزالية في منطقة وسط فلسطين	3-2
30	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	3-3
32	توزيع العقدات المقترحة للمشروع في الطابق الأرضي	3-4
32	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	3-5
33	العقدات المصمتة في اتجاهين	3-6
34	أشكال الجسور	3-7
35	أنواع الأعمدة المستخدمة	3-8
36	جدار القص	3-9
38	شكل الأساس المنفرد	3-10
39	مقطع طولي في أساس منفرد	3-11
39	توزيع الحديد في أساس منفرد	3-12
39	مقطع توضيحي في الدرج	3-13
43	Basement Floor slab	4-1
44	One-way ribbed slab	4-2
46	Rib (1) geometry	4-3
47	Loading of rib (1)	4-4
47-48	Moment and Shear envelope of rib (1)	4-5
57	Beam(B3) geometry	4-6
58	Loading of beam(B3)	4-7
58	Moment and Shear envelope for beam(B3)	4-8
65	Beam Shape	4-9

72	Two-way Ribbed slab	4-10
78	Two-Way Coefficient Table 2	4-11
79	Two-Way Coefficient Table 3	4-12
82	One-Way Solid Slab	4-13
89	Table 3-2 Design of Flexure (Steel Structure)	4-14
91	Table4-22 Design of Compression member(Steel Structure)	4-15
92	Column C85 Section	4-16
96	Column Reinforcement	4-17
101	Basement Wall Reinforcement	4-18
101	Etabs Modeling	4-19
102	Shear Wall Forces	4-20
107	Stairs Plan	4-21
116	Mat Foundation Plan	4-22
119	Strip 1-1	4-23
122	Strip 2-2	4-24

List of abbreviation:

D: Dead load.

L: live load.

W_u : factored total load.

L_n : clear length of member.

δ : thickness of a layer.

γ : unit weight of material.

M_n : nominal bending moment strength of the section.

M_u : ultimate factored bending moment strength of the section.

f'_c : compression strength of concrete.

f_y : specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

ρ : ratio of steel area.

ϵ_s : strain of tension steel.

Φ : strength reduction factor.

V_n : nominal shear strength.

V_u : factored shear force of the section.

V_c : nominal shear strength provided by concrete.

V_s : nominal shear strength provided by shear reinforcement.

A_s : area of steel.

A_v : area of shear reinforcement.

b: width of compression face of member.

b_w : web width.

d: distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

h: overall thickness of member.

P_n : nominal axial load.

P_u : factored axial load.

S: spacing between bars.

الفصل الأول - المقدمة

- 1-1 المقدمة .
- 2-1 أهداف المشروع .
- 3-1 مشكلة المشروع .
- 4-1 حدود مشكلة المشروع .
- 5-1 المسلمات .
- 6-1 فصول المشروع .
- 7-1 إجراءات المشروع .
- 8-1 المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع .

(1-1) المقدمة :-

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة , وأكثرها لزوماً على مر العصور , ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة , كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة, كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشآت الرياضية المتنوعة, هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجمعات التجارية والسكنية.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم , من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدماً في ركب الثورة البشرية. فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك , بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لفندق يتكون من ستة طوابق بالإضافة لطابق التسوية.

(2-1) أهداف المشروع :-

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

- 1) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
- 2) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
- 3) تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
- 4) إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

(3-1) مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للفندق تم اعتمادها لتكون ميدانا لهذا البحث , وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور والأدراج والأساسات والحوائط الحاملة والساندة الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليها, ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها, مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ. تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها, لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

(4-1) اسباب اختيار المشروع :-

تعود اهمية اختيار المشروع الى عدة امور من اهمها اكتساب المهارة في التصميم الانشائي لمختلف العناصر في المباني , و خاصة المباني المهمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث . بالاضافة الى زيادة المعرفة للنظم الانشائية المتبعة في بلادنا و كذلك اكتساب المعرفة العلمية المتبعة في تصميم و تنفيذ المشاريع الانشائية التي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل ان شاء الله.

(5-1) المسلمات :-

هذا وسوف يتم :

- (1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318M-11) .
- (2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir), (Safe2016), (Etabs2018) وغيرها .
- (3) استخدام برامج الحاسوب الأخرى مثل: Microsoft Word , Microsoft PowerPoint , Microsoft Excel .

الفصل الأول

(6-1) فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول بالإضافة إلى الملحقات وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

(7-1) إجراءات المشروع :-

- 1) دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع كاملةً والتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع وخدماته.
- 2) دراسة المبنى من الناحية الإنشائية واختيار النظام الإنشائي الأنسب لتوزيع العناصر الأساسية لهذا النظام كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
- 3) تحديد الأحمال الواقعة على مختلف العناصر الإنشائية وتحليل هذه العناصر إنشائياً لتحديد القوى الداخلية المتولدة في العناصر.
- 4) تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
- 5) التصميم باستخدام برامج التصميم المختلفة.
- 6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

الفصل الأول

(8-1) المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع :-

يبين الجدول الملحق رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الثاني و الفصل الاول من العام الأكاديمي 2021/2020 :

24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	المرحلة الزمن المقترح (اسبوعيا)	
																								اختبار المشروع	
																									دراسة الموقع
																									جمع المعلومات حول المشروع
																									دراسة المبني معاريا
																									دراسة المبني انشائيا
																									اعداد مقدمة المشروع
																									عرض مقدمة المشروع
																									التحليل الانشائي
																									التصميم الانشائي
																									اعداد مخططات المشروع
																									كتابة المشروع
																									عرض المشروع

الجدول (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

الفصل الثاني - الوصف المعماري للمشروع

1-2 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 أهمية الموقع.

5-2 عناصر الحركة في المبنى.

6-2 حركة الشمس والرياح.

7-2 دراسة عناصر المشروع.

1-7-2 وصف المساقط الأفقية.

2-7-2 وصف الواجهات.

8-2 وصف المقاطع.

9-2 وصف الحركة.

(1-2) مقدمة :-

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر، بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواتمه، فانقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة .

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع، والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

إن بساطة المبنى ليست دليلاً على بساطة العمل المعماري، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماماً عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً، لأن المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض، وإنما يحقق الوظيفة أيضاً.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع، مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور، وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه ، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة التهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

(2-2) لمحة عن المشروع :-

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء فندق يقع على قطعة ارض تابعة لمنطقة بيت ساحور في مدينة بيت لحم، والتي تقدر مساحتها 3000 مترمربع .
وتم اقتراح الفكرة نظراً للشعور بالحاجة الماسة في إنشاء مبنى فندق يشمل جميع المرافق اللازمة و الأقسام التي تلبي حاجات الزوار المختلفة ، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جداً، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحتويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت.

(3-2) موقع المشروع : -

عند البدء بتصميم أي مشروع فإنه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من أجلها، وأيضاً لا يعاني من أي مشكلات أخرى، وبالتالي نحصل على تناسق بين التصميم المقترح للموقع والعناصر المكونة لذلك الموقع المؤثرة فيه، لذلك فإنه يجب إعطاء فكرة جيدة عن عناصر الموقع من طبيعة الأرض المقترحة للبناء وارتباطها بالشوارع الرئيسية لتلك المنطقة، وأيضاً فإنه يجب الأخذ بعين الاعتبار وضع المبنى بالنسبة لحركة الشمس من الشروق إلى الغروب وطبيعة الرياح واتجاهها، أضف إلى ذلك طبيعة المباني المحيطة بالمنشأ نفسه ومدى ارتفاعها.

يقع هذا المشروع المقترح على قطعة ارض تابعة لمنطقة بيت ساحور في مدينة بيت لحم، والتي تقدر مساحتها 3000 مترمربع، ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع حاجة إلى بعض التطوير.

(4-2) أهمية الموقع : -

تتمتع منطقة بيت ساحور في مدينة بيت لحم بموقع متميز على المستوى الجغرافي والحيوي ووجود هذه المنشآت فيها يزيد من حيوية المنطقة. والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع تم مراعاتها و هي على النحو الآتي:

(1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.

(2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.

(3) حيوية المنطقة.

(4) سهولة الوصول إلى الموقع.

(5) احتفاظ الموقع بميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

(2-5) عناصر الحركة في المبنى :-

يمكن أن تُضمّن عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها، ولقد برز لدينا في هذا المشروع مجموعة من تلك العناصر أهمها :

(1) الأدراج:

لقد تم تزويد هذا المبنى بدرج رئيسي واحد تم رصد موقع مناسب له على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل المبنى، ويتميز هذا الدرج بموقعه المناسب للمساحات التي سيخدمها، إضافة إلى وقوعه بالقرب من أماكن الحركة الرئيسية للتنقل بين الأقسام المختلفة، أضف إلى ذلك أنه مرئي للجميع ولا يحتاج إلى الإرشاد حتى يستدل عليه .

(2) الممرات:

يتمتع المشروع بمساحات جيدة لأغراض الممرات بين الأقسام والغرف المختلفة, كما أن شكل المبنى يعطي فرصة جيدة لتوفير مثل هذه الممرات التي توفر الحركة الأفقية في المبنى وصولا إلى الأدراج والمصاعد.

3) المصاعد:

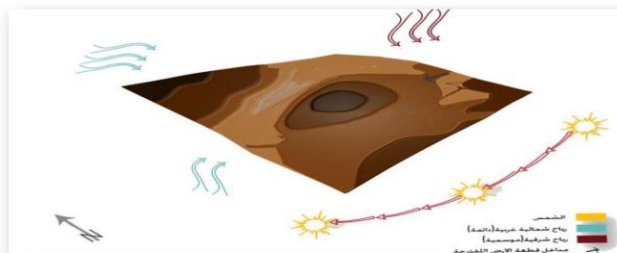
لقد تم تزويد هذا المبنى بخمسة مصاعد تتوزع على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل منها كتلة من المبنى، وتتميز هذه المصاعد بموقعها المتوسط بين المساحات التي ستخدمها، إضافة إلى وقوعها بالقرب من أماكن الحركة الرئيسية للتنقل بين الأقسام المختلفة، أضف إلى ذلك أنها مرئية للجميع ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها .

(2-6) حركة الشمس والرياح :-

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

الشكل (2-1) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :-



الشكل (2-1) حركة الشمس والرياح

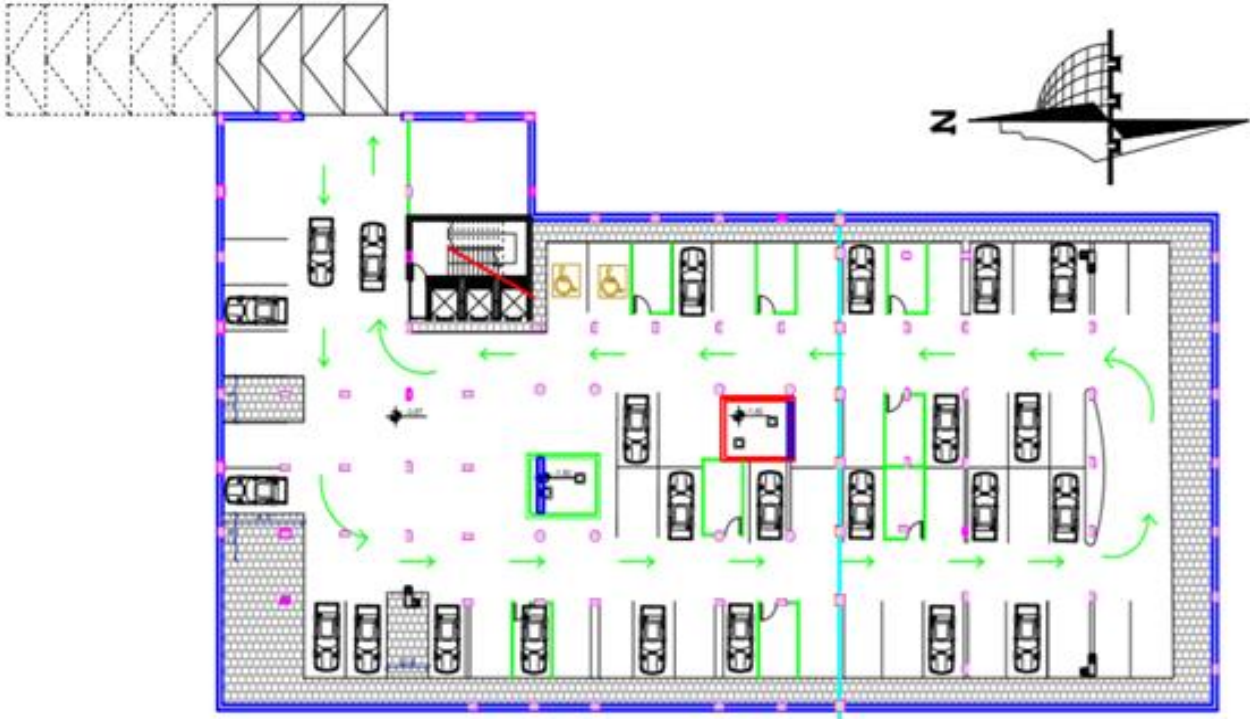
(7-2) دراسة عناصر المشروع :-

(1-7-2) المساقط الأفقية :-

يتكون المشروع من 6 طوابق بالإضافة الى طابق التسويه ، وتبلغ المساحة الأجماليه له (7400) متر مربع بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الاقسام والفعاليات الخاصه به .
بدءا بطابق التسويه (Basement) الذي يعتبر موقف للسيارات , والطابق الأرضي الذي يتكون من مكاتب لخدمة الاستقبال (Reception) , وقاعات انتظار , وصاله , ومطعم , ومحلات تجاريه , ومراحيض عامه , والطابق الأول والثاني والثالث والرابع والروف تتكون هذه الطوابق جميعها من غرف لخدمة الزبائن حيث كل غرفه مزوده بيلكونه و Bath room .
حيث ان الطابق الثاني والثالث والرابع طوابق مكرره وذات مساحات طابقيه متساويه .
والتوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالوضوح و التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع

(1-1-7-2) طابق التسوية بمساحة " 1700 " متر مربع " :-

ويشمل على مخازن و موقف للسيارات يمكن الوصول له عن طريق منحدر للسيارات . كما تظهر الصورة رقم (2-2) توزيع الادراج و المصاعد في التسوية :-

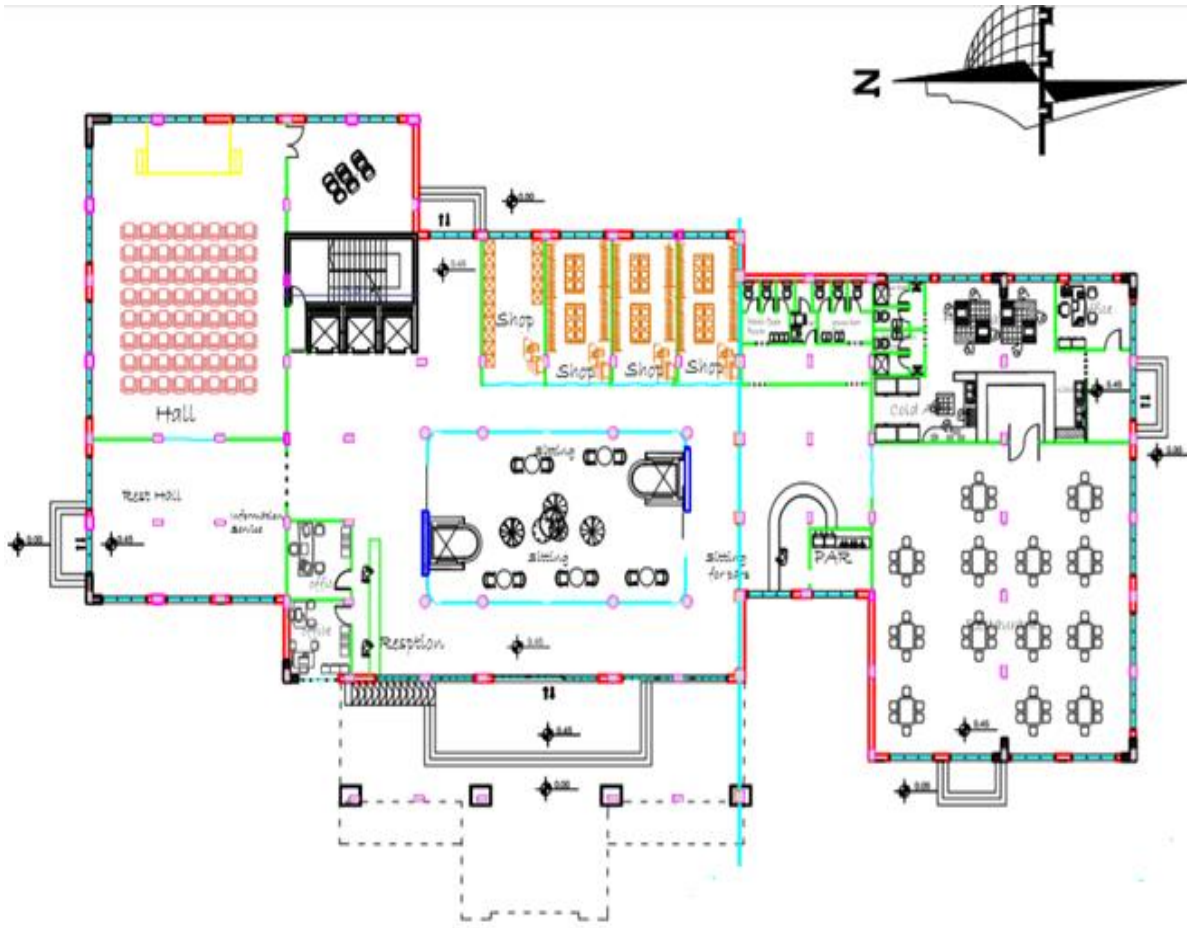


شكل (2-2) :- مخطط طابق التسوية

(2-1-7-2) الطابق الأرضي (Ground floor) بمساحة "1350" متر مربع :-

ويشمل مكاتب لخدمة الأستقبال (Reception) , وقاعات انتظار , وصاله , ومطعم , ومحلات تجاريه ,

ومراحيض عامة , و منطقة خدمات عامة كما موضح بالشكل رقم (3-2) :-

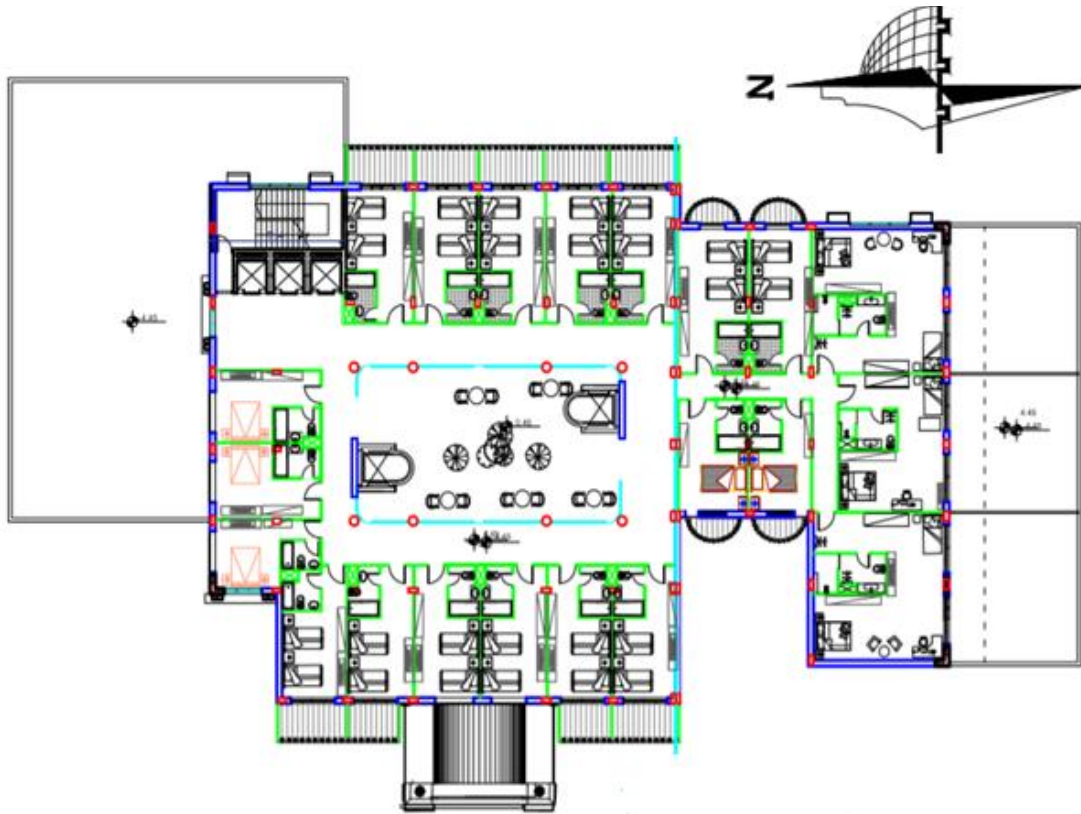


شكل (2-3) :- مخطط الطابق الأرضي

(3-1-7-2) الطابق الأول بمساحة "930" متر مربع :-

يتكون هذا الطابق من غرف لخدمة الزبائن حيث كل غرفه مزوده ببلكونه و Bath room , كما موضح

بالشكل رقم (4-2) :-



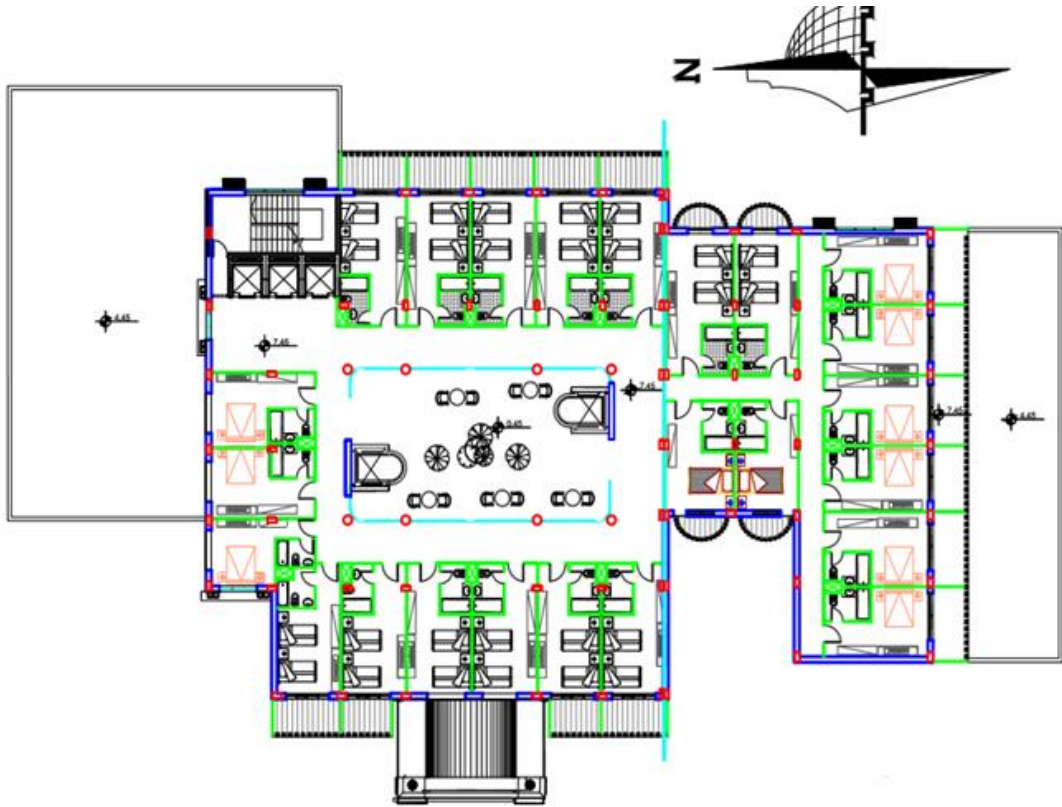
الشكل رقم (4-2): مخطط الطابق الأول

(4-1-7-2) الطابق الثاني والثالث والرابع (طوابق مكرره) بمساحة متساويه لجميع الطوابق

"950" متر مربع :-

يتكون كل طابق من من هذه الطوابق من غرف لخدمة الزبائن حيث كل غرفه مزوده ببلكونه و Bath

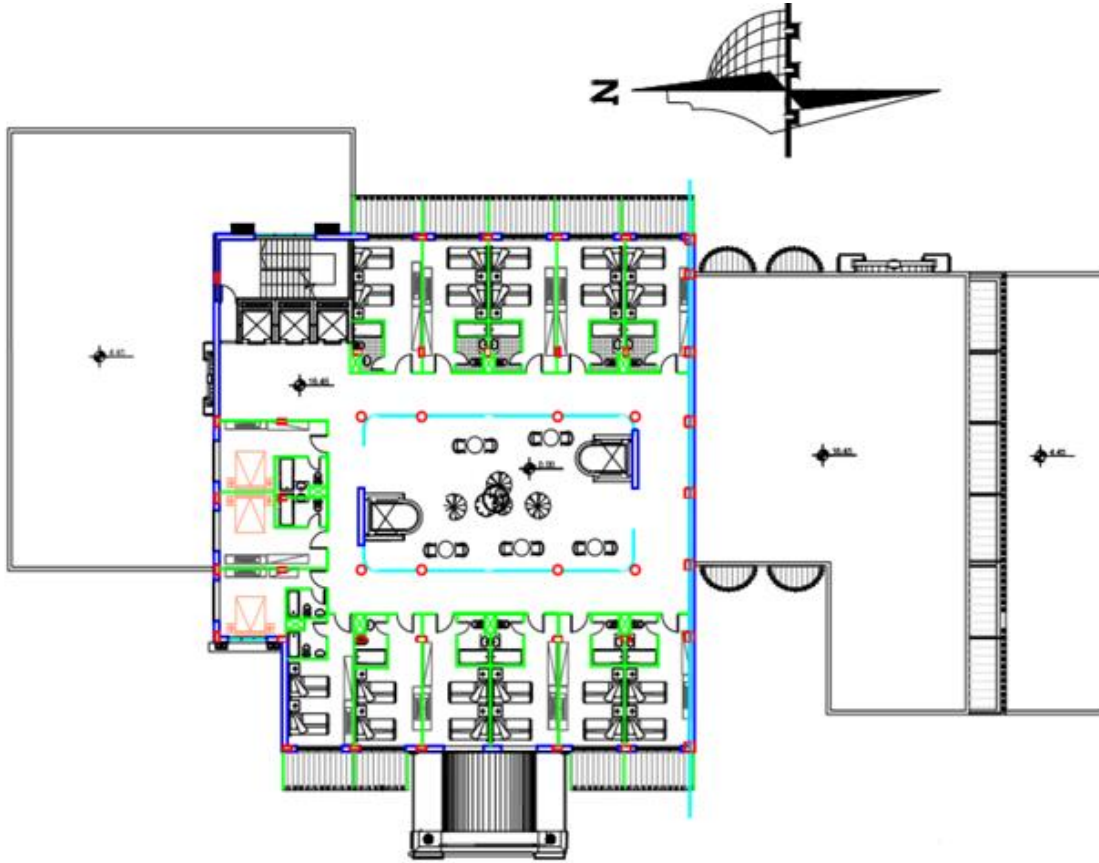
room , كما موضح بالشكل رقم (5-2) :-



الشكل رقم (5-2): مخطط طوابق التكرار

(5-1-7-2) الطابق الخامس-الرووف بمساحة "600" متر مربع :-

يشابه باقي الطوابق وظيفياً طابق (1,2,3,4).



شكل(2-6) :- مخطط الطابق الخامس (الرووف)

(2-7-2) وصف الواجهات :-

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأولي عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج . كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية، وحجر البناء ،شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

(1-2-7-2) الواجهة الغربية :-

تعتبر هذه الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وكافة التفاصيل المعمارية و تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة ومستويات البناء المختلفه للطوابق ، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل، وتتضح عناصر الحركة الرأسية للمبنى في هذه الواجهة ، كما هو موضح في شكل (7-2) .

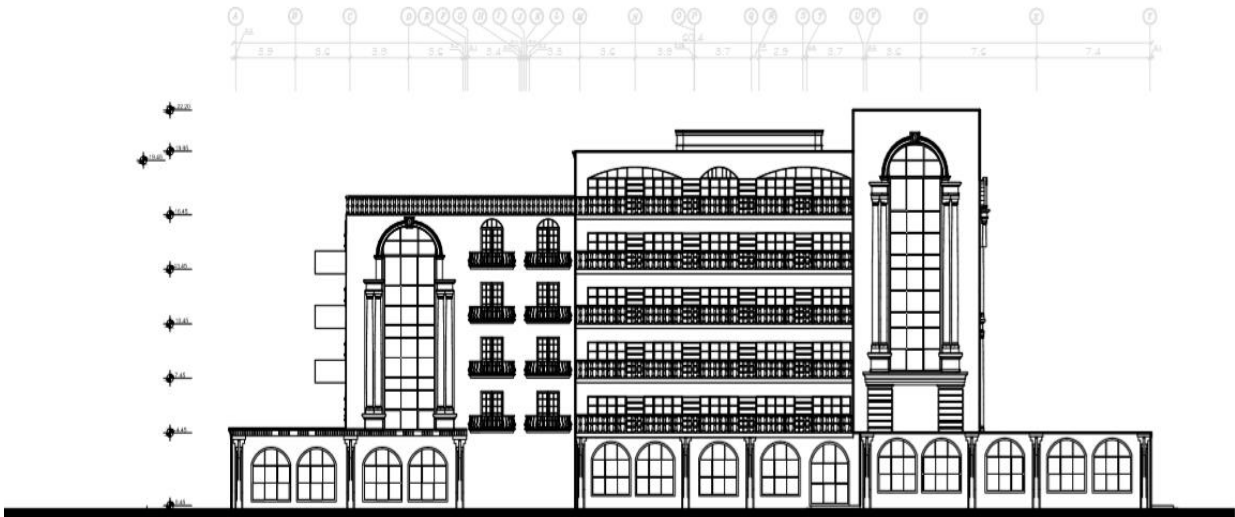


شكل (2-7) :- الواجهة الغربية

(2-2-7-2) الواجهة الشرقية :-

ويظهر فيها كافة التفاصيل المعمارية من شبابيك وحجر البناء و تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة, ومستويات البناء المختلفة للطوابق.

كما هو موضح في شكل (2-8)

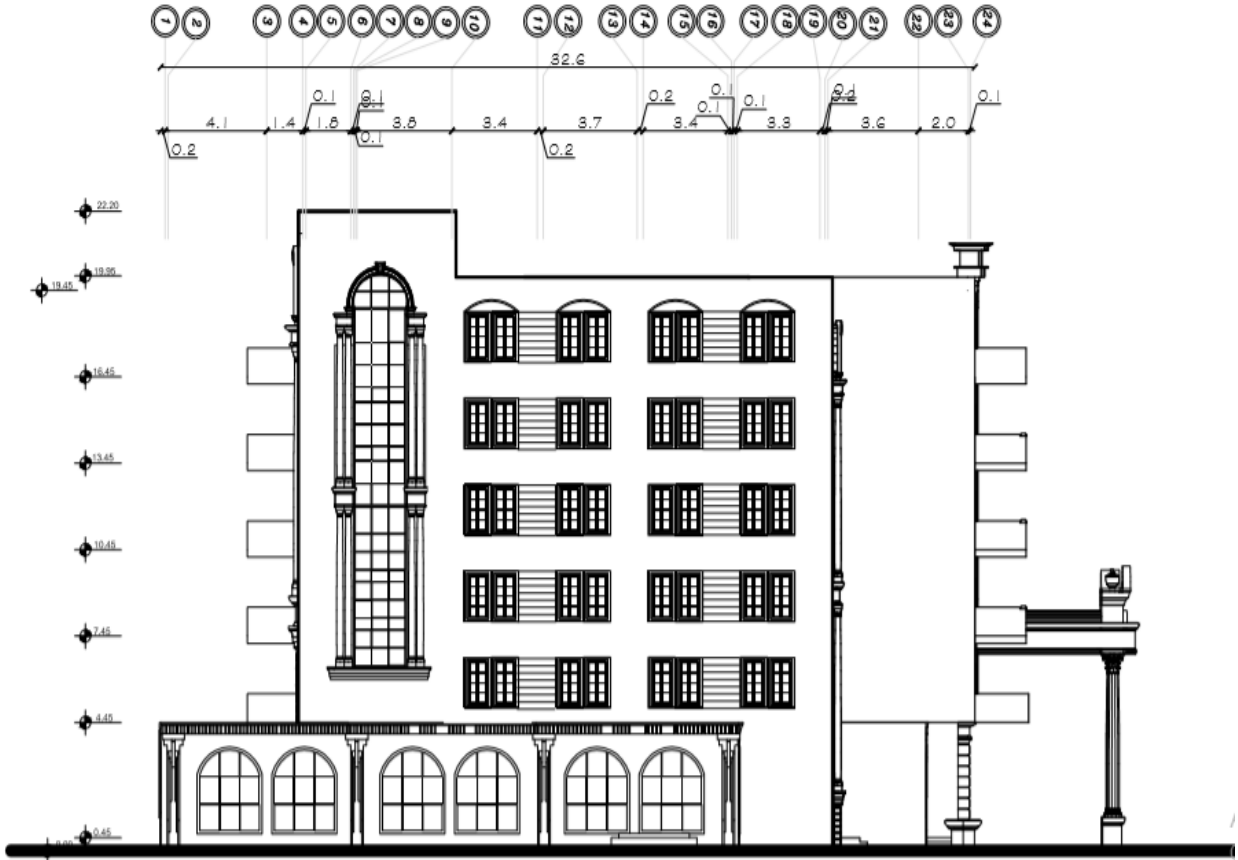


East elevation

شكل (2-8) :- الواجهة الشرقية

(3-2-7-2) الواجهة الشمالية :-

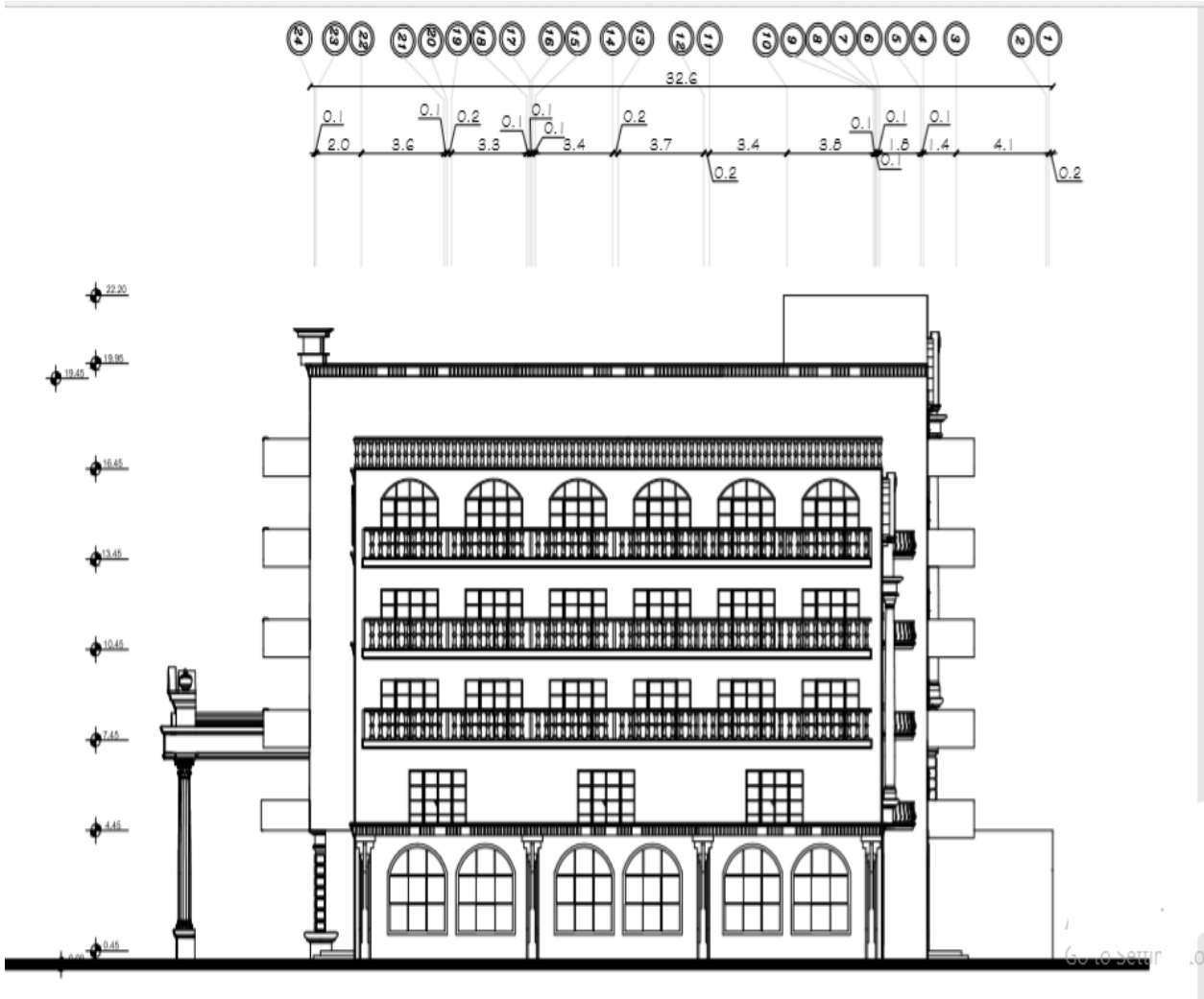
تتشابه هذه الواجهة مع الواجهات السابقة من حيث إخراجها المعماري، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة , حيث ويظهر فيها كافة التفاصيل المعمارية من شبابيك وحجر البناء و مستويات البناء المختلفة للطوابق كما هو موضح في الشكل (2-9) أدناه.



شكل(2-9) :-الواجهة الشمالية .

(2-7-2)الواجهة الجنوبية :-

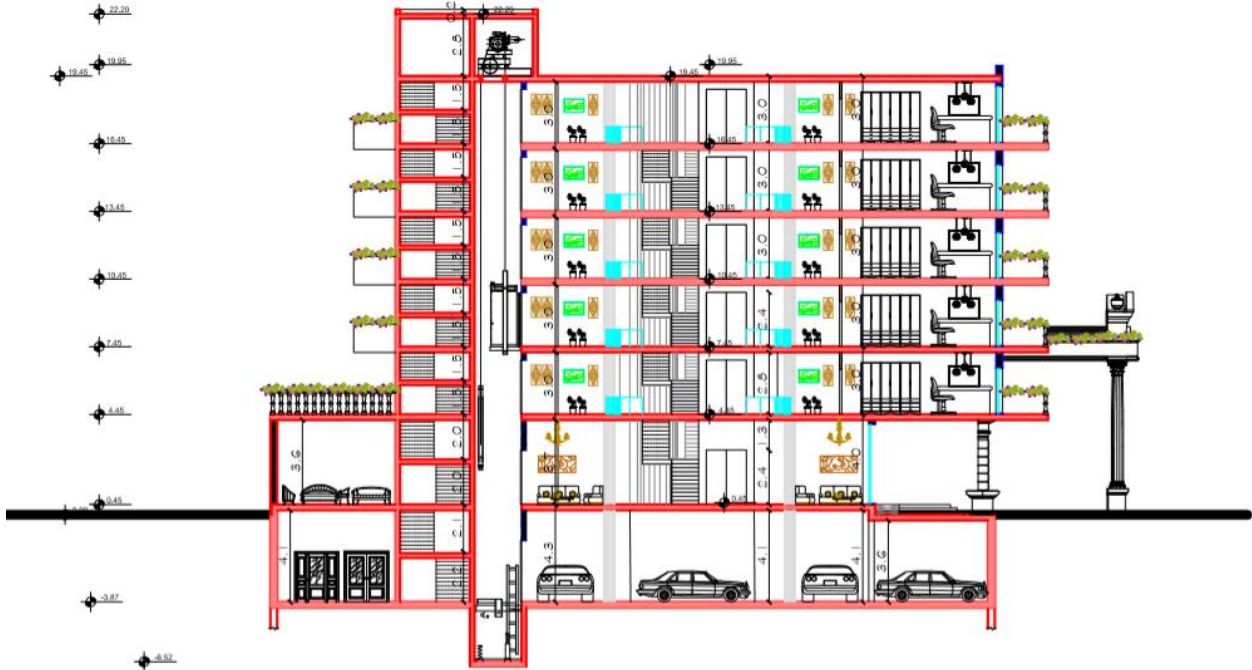
تتشابه هذه الواجهة مع الواجهة الشماليه من حيث الإخراج المعماري، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة، كما تظهر عناصر الحركة الرأسية للمبنى في هذه الواجهة، وتم توزيع الفتحات الزجاجية بحيث يتم الاستفادة من الإضاءة الطبيعية بأكبر قدر كما هو موضح في الشكل (10-2) أدناه .



شكل(10-2) :-الواجهة الجنوبيه .

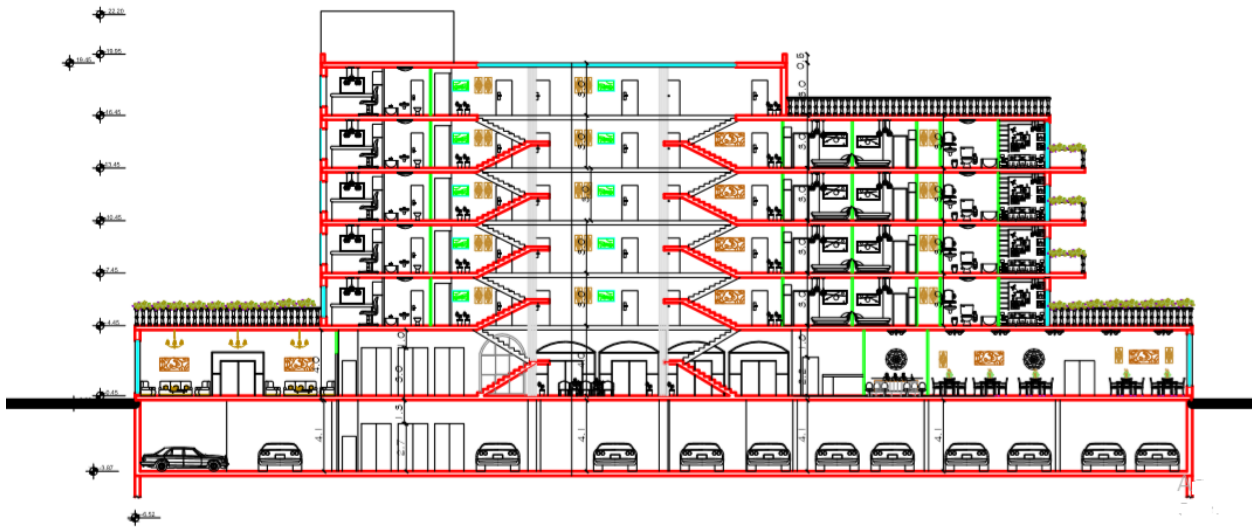
(8-2) وصف المقاطع :-

(1-8-2) مقطع A-A :



شكل (11-2) :- مقطع A-A

(2-8-2) مقطع B-B :



شكل (12-2) :- مقطع B-B

(2-9) وصف الحركة :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة لرواد هذا المبنى من الزوار و الموظفين و غيرهم من الاشخاص بكافة الاعمار، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى الساحات الخارجية والمقاعد في الساحات و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، والموقع العام لهذا الفندق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه. أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج التي تتوزع بشكل منتظم في المبنى.

الفصل الثالث - الوصف الإنشائي للمشروع

1-3 مقدمة

2-3 هدف التصميم الإنشائي

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

4-3 الاختبارات العملية

5-3 الأحمال

6-3 العناصر الإنشائية

7-3 البرامج الحاسوبية المستخدمة

(1-3) مقدمة:-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماماً للمشروع المراد إنشاؤه، فبعد الانتهاء من الفصل الثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت ، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعية، ولذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقاً في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل.

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع .

(2-3) هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية، ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وثلوج وهبوط التربة، أي أن يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318M-11)، ولتحديد أحمال الزلازل والرياح فسيتم استخدام (ASCE 7-10)، واستخدام الكود الأردني للأحمال لتحديد الأحمال الميتة والحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترايط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

- (1) عامل الأمان (Factor of Safety) : يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- (2) التكلفة (Cost) : يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- (3) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي ترخيم زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- (4) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(3-3) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:-

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المطلوب والأمن وطريقة العمل المناسبة.

(3-4) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلك بعمل ثقب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الاستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة، ولقد تم اعتماد قوة تحمل التربة $q_{allowable} = 400 \text{ kN/m}^2$

(3-5) الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ والتي يتم تصميم المنشأ لتحملها. إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه. ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

(3-5-1) الأحمال الرئيسية (Main Loads)، ومنها :-

1- الأحمال الميتة (Dead Loads -D) .

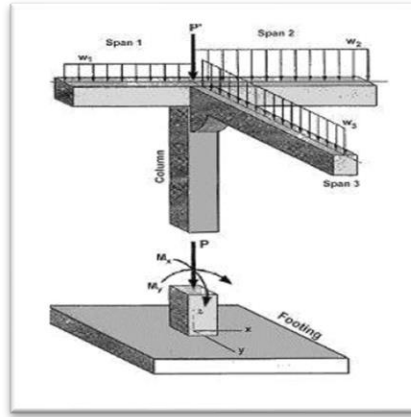
وهي الأحمال المستقرة والثابتة مع ثبات المنشأ كأوزان المواد المبنى منها المنشأ وأوزان العناصر الإنشائية كالبلطات والجسور والأعمدة والأساسات وغيرها، وكذلك أوزان العناصر غير الإنشائية كالقواطع والأرضيات والتشطيبات وغيرها.

2- الأحمال الحية (Live Loads -L) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

3- الأحمال البيئية.

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية كالثلوج والرياح والزلازل.



الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال .

(3-5-2) الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف والهبوط لترتبة

الأساس و غيرها من العوامل .

(3- 1-5- 1) الأحمال الميتة:-

هي الأحمال الناتجة دائماً عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية)، كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح والجدران الخارجية، وأعمال الأرضيات، ومواد العزل، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، والقضبان والتمديدات الكهربائية والصحية والأترية المحمولة. والجدول رقم (3 - 1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني.

رقم البند	المادة (Material)	الكثافة النوعية Weight (KN/m ³)
1	البلاط (Tile)	23
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمال (Sand)	17
4	(Hollow Block) الطوب الأسمنتي المفرغ	9 (تم استخدام طوب ارتفاع 24سم في مرحلة التصميم في مقدمة المشروع)
6	(Reinforced Concrete) الخرسانة المسلحة	25
7	(Plaster) القصار	22

جدول (3-1): الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء

(3- 1-5- 2) الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة، أو استعمالات أي جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة، وأحمال القصور الذاتي، ويمكن تصنيفها كالتالي :-

(1) الأحمال الديناميكية: مثلاً الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.

(2) الأحمال الساكنة: والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر، كأثاث البيوت والقواطع والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة.

(3) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجوده، مثلاً في الملاعب والصالات والقاعات العامة.

(4) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

(3-5-1-3) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال الرياح، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار و الموقع. وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. والعناصر التي يُعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، والارتفاع للمبنى، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع.

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا:-

(1) أحمال الثلوج:-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر وزاوية ميلان السطح و باستخدام الجداول رقم (2-3) و (3-3) .

(حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

جدول (2-3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads) S_o (KN /m ²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	$250 > h$
2	$(h-250) / 800$	$500 > h > 250$

3	$(h-400) / 320$	$1500 > h > 500$
---	-----------------	------------------

جدول (2-3): أحمال الثلوج بناءً على ارتفاع البناء عن سطح البحر

$60^\circ \leq \alpha^\circ$	$30^\circ < \alpha^\circ < 60^\circ$	$0^\circ \leq \alpha^\circ \leq 30$	زاوية ميل السقف α°
$\mu_i = 0$	$\mu_i = 0.8 \left[\frac{60 - \alpha}{30} \right]$	$\mu_i = 0.8$	معامل الشكل μ_i

جدول (3-3): معامل شكل السطح لأحمال الثلوج

*حساب أحمال الثلوج في موقع المشروع في بلدة بيت ساحور :

$$S_d = \mu_i S_o$$

$$\mu_i = 0.8 \dots \alpha^\circ = 0^\circ \text{ (flat roof)}$$

$$h = 650 \text{ m (reduce level) ... } 1500 > h > 500$$

$$S_o = (h-400) / 320 = (650-400) / 320 = 0.781 \text{ KN /m}^2$$

$$S_d = 0.8 * 0.781 = 0.625 \text{ KN /m}^2$$

(2) أحمال الرياح:-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى. ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (UBC 1997) وذلك وفقاً لهذه المعادلة:

$$P = C_e * C_q * q_s * I_w$$

C_e : Combined height.

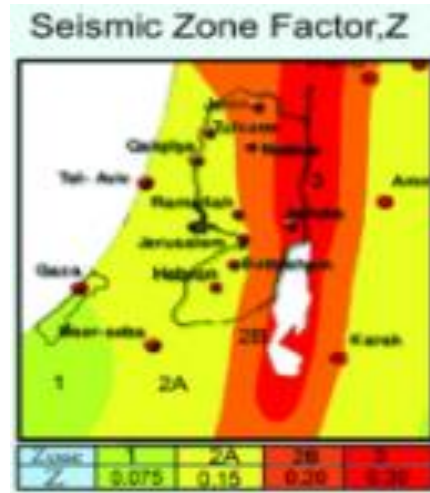
C_q : Pressure coefficient of structure.

Iw: Importance factor.

P: Design wind pressure.

(3) أحمال الزلازل :-

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تقاوم بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتتخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة بيت ساحور (بيت لحم)، ذلك أن هذه المنطقة قد تتعرض لزلازل. وتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم (UBC 1997).



الشكل رقم (2-3) خريطة درجة المخاطر الزلزالية في منطقة وسط فلسطين .

بحسب الشكل أعلاه فإن منطقة بيت لحم تتواجد في منطقة متوسطة المخاطر الزلزالية (zone 2A) مع معامل $Z=0.15$.

(3-5-2-1) أحمال الانكماش والتمدد :-

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم أخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

وجدير بالذكر أننا قمنا باختيار أحمال للوحدات بناء على مواصفات الكود الأردني للأحمال وكانت كالتالي:

$$\text{Live load} = 4.0 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\text{Partitions} = 1.5 \text{ KN/m}^2 .$$

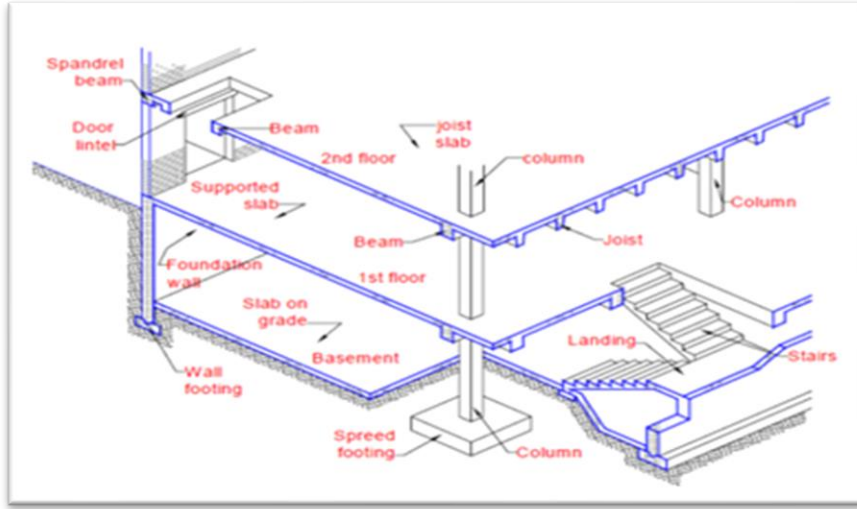
تم استخدام هذه الأحمال بشكل مرحلي، وسوف يتم حساب الأحمال بشكل دقيق في مرحلة مشروع التخرج.

(3-6) العناصر الإنشائية :-

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر :-

- (1) الأساسات Foundations .
- (2) الأعمدة Columns .
- (3) الجسور Beams .
- (4) العقدات Slabs .
- (5) جدران القص Shear walls .
- (6) الأدراج Stairs .
- (7) الجدران الاستنادية Retaining Walls .
- (8) الجدران الحاملة Bearing Walls .
- (9) فواصل التمدد Expansion Joints .

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى :-



الشكل (3-3) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

(1-6-3) العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والحدان والأعمدة، ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع، وتتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار أنواع معينة من العقدات حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

(3-1-6-3) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

(1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs)، وتم استخدام هذا النوع في عقدات معظم الفراغات في المشروع.

(2) العقدات المفرغة في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs)، وقد تم استخدام هذا النوع في عقدات الفراغات في بعض أجزاء المشروع.

الفصل الثالث

جدير بالذكر أنه قد تم تحديد نوع العقدات بشكل مرحلي حسب أطوال البجور المفترضة حسب معادلات الكود الأمريكي ، وقد تم في الفصل الرابع من البحث حساب السماكة المفترضة لعقدة الاتجاه الواحد مع استثناء (ACI 318M-11) ، أعصاب الارتكاز البسيط حيث من المفترض حساب سماكتها في المشروع على شكل مناطق مختلفة السماكة، بالإضافة إلى استثناء عقدات التعصيب ذات الاتجاهين حيث أن سمكها سيكون أكبر من عقدات الاتجاه الواحد فإنه أيضا سيتم حساب سماكتها على شكل مناطق مختلفة السماكة.

According to ACI-Code-318M-11, the minimum thickness of non-prestressed beams or one-way slabs unless deflections are computed as follow:

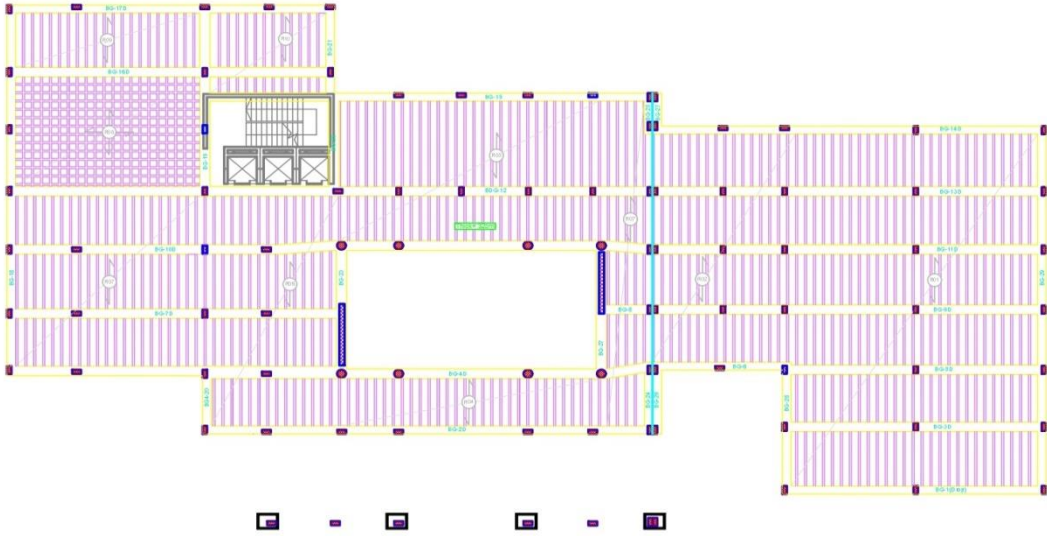
The maximum span length for one end continuous (for ribs):

$$h_{min} = \frac{l}{18.5}$$

The maximum span length for both end continuous (for ribs):

$$h_{min} = \frac{l}{21}$$

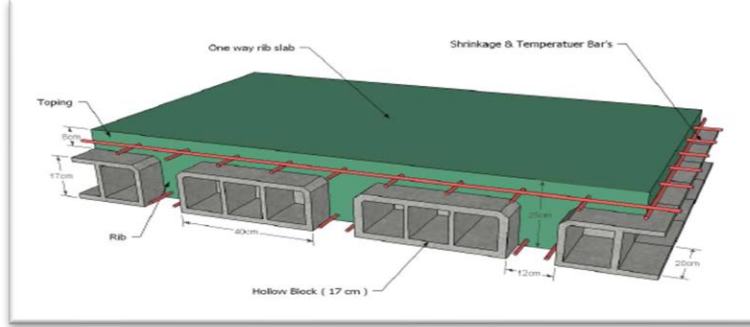
$$h = 32cm \text{ (24cm Hollow Block + 8cm Topping)}$$



الشكل (3-4) توزيع العقدات المقترحة للمشروع في الطابق الأرضي .

(3-1-1-6) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs) :-

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات تكون عادة تتخذ شكل المستطيل، وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات معظم الفراغات في هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها وفعاليتها.



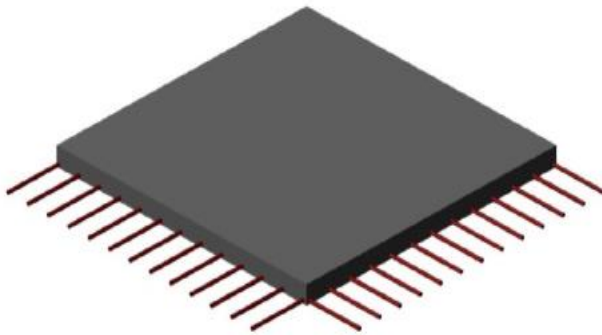
الشكل (3-5) العقدات المفرغة في اتجاه واحد .

(3-1-1-6) العقدات المفرغة في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs) :-

تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البجور (spans) متقاربة، إلا أنها أكثر كلفة من العقدة المفرغة ذات الاتجاه الواحد.

(3-1-6) العقدات المصمتة في اتجاه وفي اتجاهين (One Way and Two Way Solid Slabs) :-

إن العقدات المصمتة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البجور (spans) متقاربة، وفي حالة كان طول أحد البجور ضعف طول البجر الآخر أو أكثر فإنه يتم استخدام العقدات المصمتة في اتجاه واحد كما في عقدات الأدرج في هذا المشروع .



الشكل (3-6) عقدات مصمتة في اتجاهين

(2-6-3) الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب ، وهي من النوع الخرساني :-

(1-2-6-3) الجسور الخرسانية العادية :-

(1) الجسور مخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة (Hidden Beams).

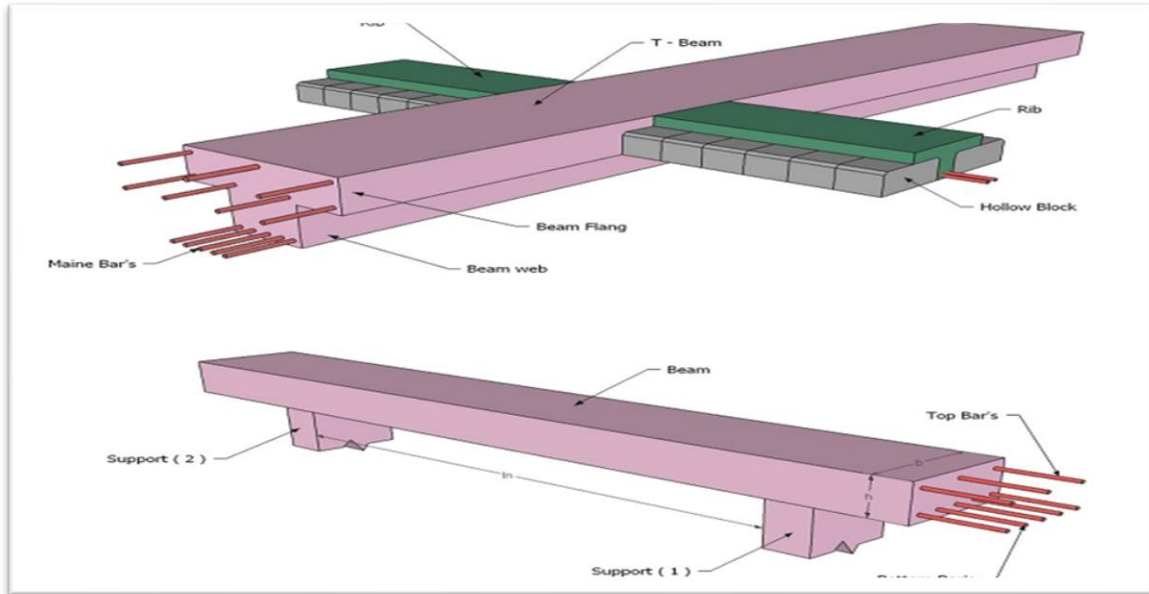
(2) الجسور الساقطة (Dropped Beams) :-

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين

السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L - T - section . ونظراً

للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور وكذلك المسافات الكبيرة نوعاً ما لبحور الجسور ، فقد

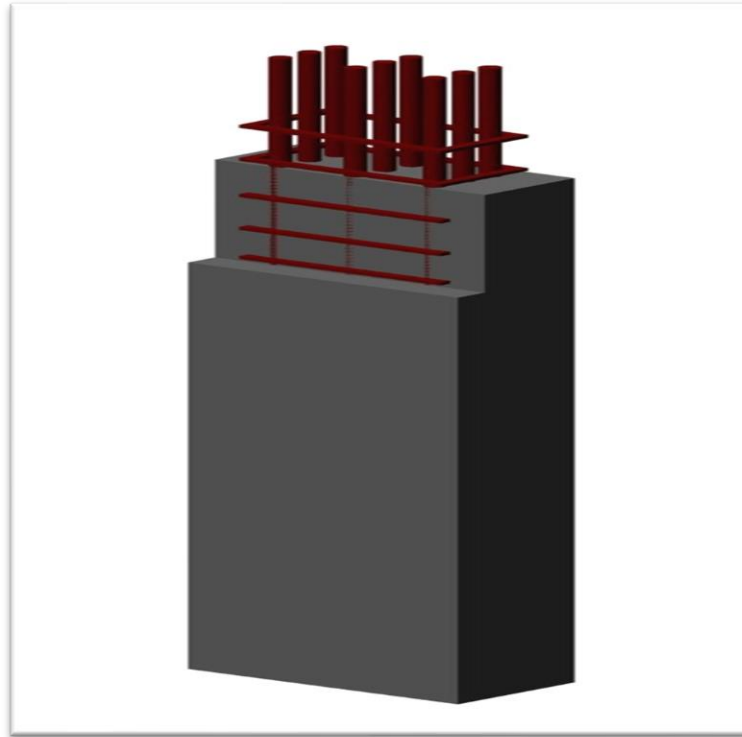
تم استخدام الجسور الساقطة.



الشكل (7-3) أشكال الجسور .

(3-6-3) الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين، الأعمدة القصيرة (Short) والأعمدة النحيفة (Long). ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متساوية من حيث الطول، ومن حيث الشكل فهي مستطيلة الشكل، وقد تم استخدام عشرة اعمدة دائريين في الطابق التسويه وصعود ثمانية منها الى بقية الطوابق.



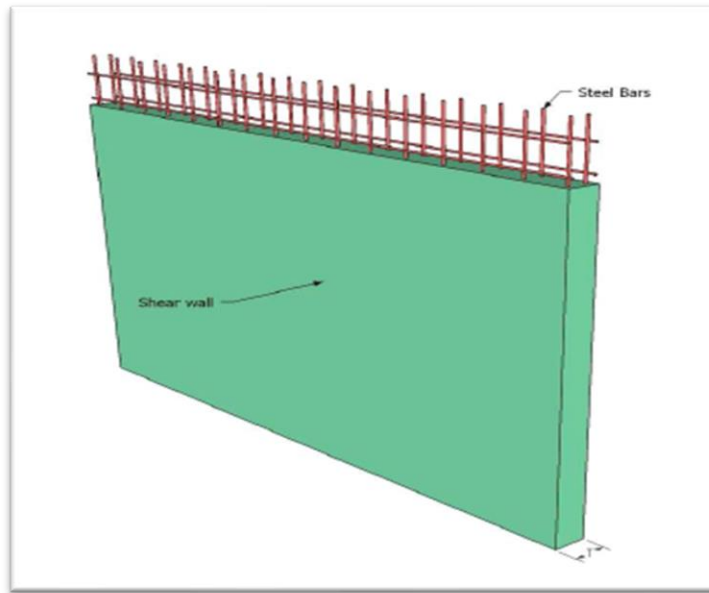
الشكل (3-8) يبين مقطع في عمود .

(4-6-3) جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (Shear Walls)، وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية.

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.

كما أن هذه الجدران يجب أن تكون كافية لتقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة، وتتمثل هذه الجدران، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى.



الشكل (3-9) جدار قص

(3-6-5) فواصل التمدد :-

تتخذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراساتها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي :

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها .

وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي :

- (1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
 - (2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
 - (3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
 - (4) (28m) في المناطق الجافة.
- كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

ولقد تم استخدام فاصل تمدد في هذا المشروع يقطع فجوة متوسطة في المبنى، حيث يقسم المبنى إلى قسمين رئيسيين بحيث أصبح كل قسم مبنى قائم بذاته.

(3-6-6) الأساسات :-

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

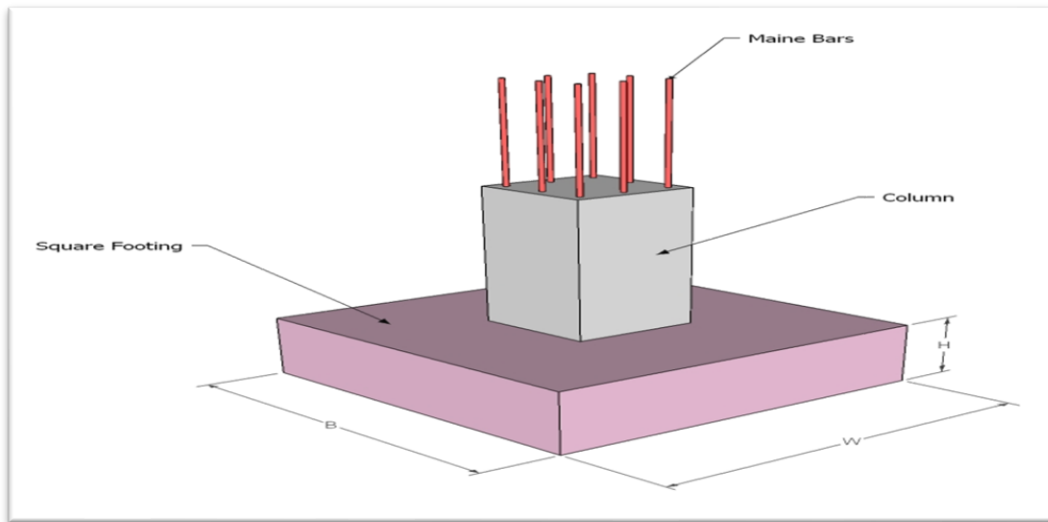
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيراً إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة ويكون الأساس

مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى.

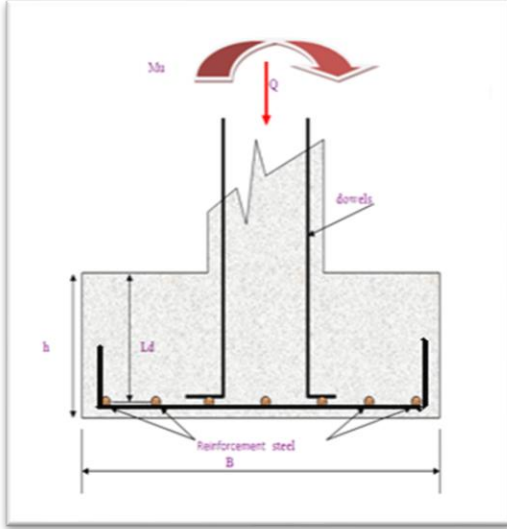
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساساً شريطياً (Strip Foundation)، أو أساس قاعدة منفصلة (Isolated Footing)، أو أساسات لبشة أو حصيرة (Matt Foundation).

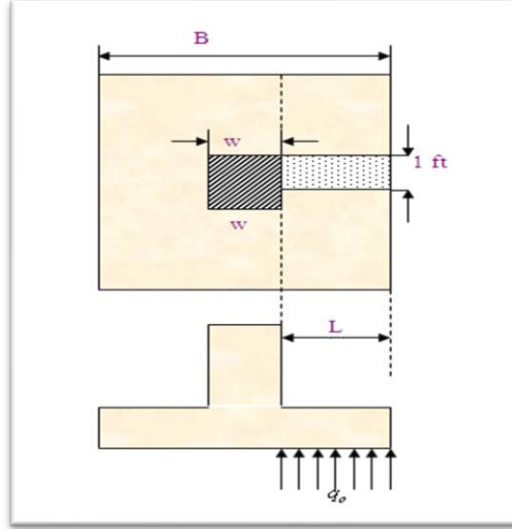
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية (Piles).



الشكل (3-10): شكل الأساس المنفرد .



الشكل (3-12) توزيع الحديد في أساس مفرد

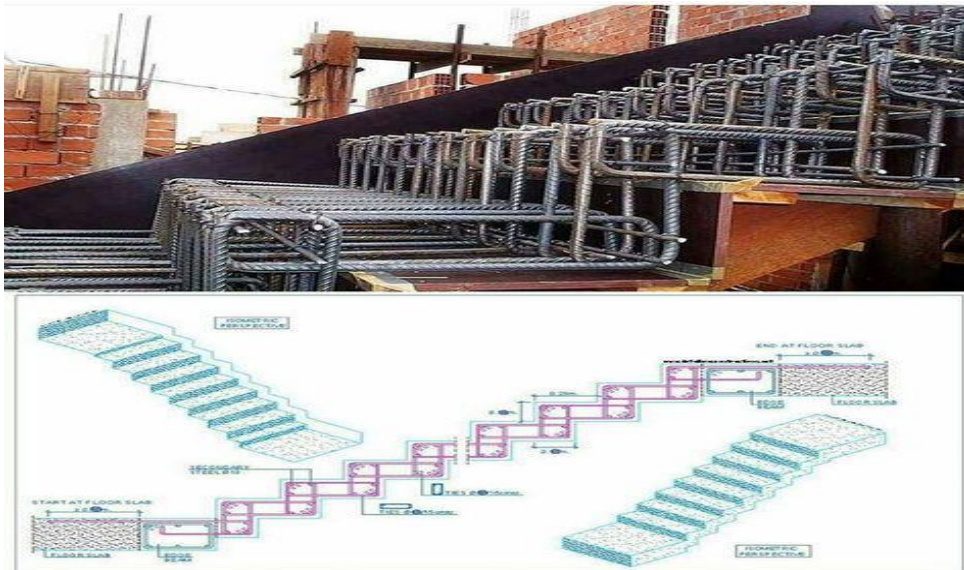


الشكل (3-11) مقطع طولي في أساس مفرد

(3-6-7) الأدرج :-

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في هذا المشروع بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.

والشكل (3-13) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3-13) مقطع توضيحي في درج .

(7-3) البرامج الحاسوبية المستخدمة:-

(1) AutoCAD: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

(2) Atir : للتصميم الإنشائي.

(3) Etabs: للتصميم الإنشائي.

(4) Safe: للتصميم الإنشائي.

CH4: Structural Analysis and Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 calculation of Slab Thickness.

4.4 Topping Design.

4.5 Load calculations for one-way Ribbed slab.

4.6 Sample Design of one-way Ribbed slab.

4.7 Sample Design of a Beam.

4.8 Sample Design of a Torsional Beam.

4.9 Sample Design of a Two-Way Ribbed slab.

4.10 Sample Design of a Solid Slab.

4.11 Sample Design of a Steel member in The Opening.

4.12 Sample Design of a Column.

4.13 Sample Design of a Basement Wall.

4.14 Sample Design of a Shera Wall.

4.15 Sample Design of a Stairs.

4.16 Sample Design of a Mat Foundation.

4.1 Introduction: -

- ✓ **Reinforced concrete (RC)** is a composite material in which **concrete's** relatively low tensile strength and ductility are counteracted by the inclusion of **reinforcement** having higher tensile strength and/or ductility. There are several examples of RC structures such as: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and many others.
- ✓ Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementations materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures.
- ✓ Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.
- ✓ Structural concrete can be classified into: -
 - Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m³.
 - Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m³.
 - Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m³.

In This Project, there are two types of slabs: ribbed slabs and flat solid slabs. They would be analyzed and designed using engineering software such as Beam D in order to calculate the internal forces, deflections, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

In this Chapter, we will show the design procedure for several structural members of our project, so we will discuss the steps that we followed to design the Ribs, beams, slabs.

This chapter presents a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project. All of structural members will be designed according to the design code (ACI –b318-code).

4.2 Design method and requirements: -

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_Code (318_11)**.

4.2.1 Strength design method:

- ❖ In Strength design method which formally called ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring. This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
- ❖ The strength design method is expressed by the following,

Strength provided \geq strength required to carry factored loads.

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans that we will to use it from **Code UBC: ACI 2011**.

➤ **Materials: -**

1. Concrete: **B300** $f_c' = 300 * 0.8 = 24 N / mm^2 (MPa)$ For rectangular section.
B350..... $f_c' = 350 * 0.8 = 28 N / mm^2 (MPa)$ For column section.
2. Reinforcement steel: -
The specified yield strength of the reinforcement $\{f_y = 420 N/mm^2 (MPa)\}$

4.2.2 Factored loads:

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 DL + 1.6 LL \quad ACI - code - 318 - 08(9.2.1).$$

4.3 Determination of Slab Thickness:

Table4-1: - Minimum Thickness of Non-prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflection calculated. (ACI 318M-11).

Member	Simply supported	One end Continuous	Both end continuous	Cantilever
solid one way slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Minimum Thickness of Structural Member

❖ **The minimum required thickness is: -**

-Maximum span length for one-end continuous:- $L = 5.9 \text{ m} = 590 \text{ cm}$.

- h_{\min} for one-end continuous = $L/18.5$.

$$h_{\min} = L/18.5 = 590/18.5 = \mathbf{31.8 \text{ cm}}$$

-Maximum span length for both –end continuous: - $L = 5.9 \text{ m} = 590 \text{ cm}$.

- h_{\min} for both-end continuous = $L/21$.

$$h_{\min} = L/21 = 590/21 = \mathbf{28 \text{ cm}}$$

So, select $h = 32\text{cm}$ (24cm block + 8cm topping)

4.4 Design of Topping:

Statically System for Topping: -

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both ends fixed in the ribs.

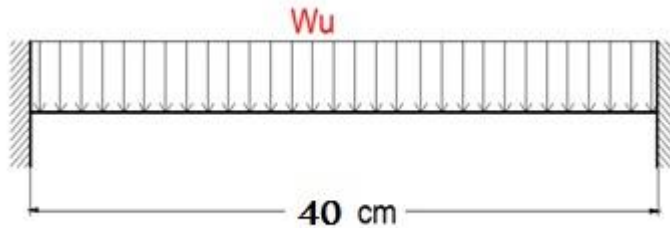


Fig 4.1: Topping Load.

4.4.1 Determination of loads: -

❖ Dead load:

Dead loads consist of the following weights: “for 1m strip”

Dead load from	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Topping	$0.08 \times 25 \times 1$	2
Sand	$0.08 \times 17 \times 1$	1.36
Mortar	$0.02 \times 22 \times 1$	0.44
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Partitions	1.5×1	1.5
Sum		6.0 kN/m

Table 4-2: Calculation of the total dead load for Topping

❖ Live load:

$$L_L = 4 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow L_L = 4 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 4 \text{ KN/m}$$

❖ Factored load:

$$W_U = 1.2 \times 6 + 1.6 \times 4 = 13.6 \text{ KN/m.}$$

➤ Check the strength condition for plain concrete, $\phi V_n \geq V_u$

$$\phi V_n = 0.6 * 0.11 * \sqrt{F_c'} * b * h = 0.6 * 0.11 * \sqrt{24} * 1000 * 80 = 25.9 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{13.6 * 0.4}{2} = 2.72 \text{ kN}$$

$$\phi V_n \gg V_u = 2.72 \text{ KN}$$

No reinforcement shear is required by analysis.

➤ Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.6$.

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m \dots \dots \dots \text{(ACI 22.5.1)}$$

$$S_m (\text{modulus of cross section of slab}) = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^3$$

$$\phi M_n = 0.6 \times 0.42 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$-M_u = \frac{W_u L^2}{12} = \frac{13.6 \times 0.4^2}{12} = 0.181 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n \gg M_u = 0.181 \text{ KN.m}$$

-No reinforcement is required by analysis. According **ACI 10.5.4**, provide $A_{s,\min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018 \dots \dots \dots \text{ACI 7.12.2.1}$$

$$A_s = \rho \times b \times h \text{ topping} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m strip}$$

Try bars $\phi 8$ with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$.

$$\text{Bar numbers } n = \frac{A_s}{A_{s(\phi 8)}} = \frac{144}{50.27} = 2.87 \dots \dots \dots \text{ take 3 bars.}$$

➤ Step (s) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ control **ACI 10.5.4**

2. 450mm.

3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$

but

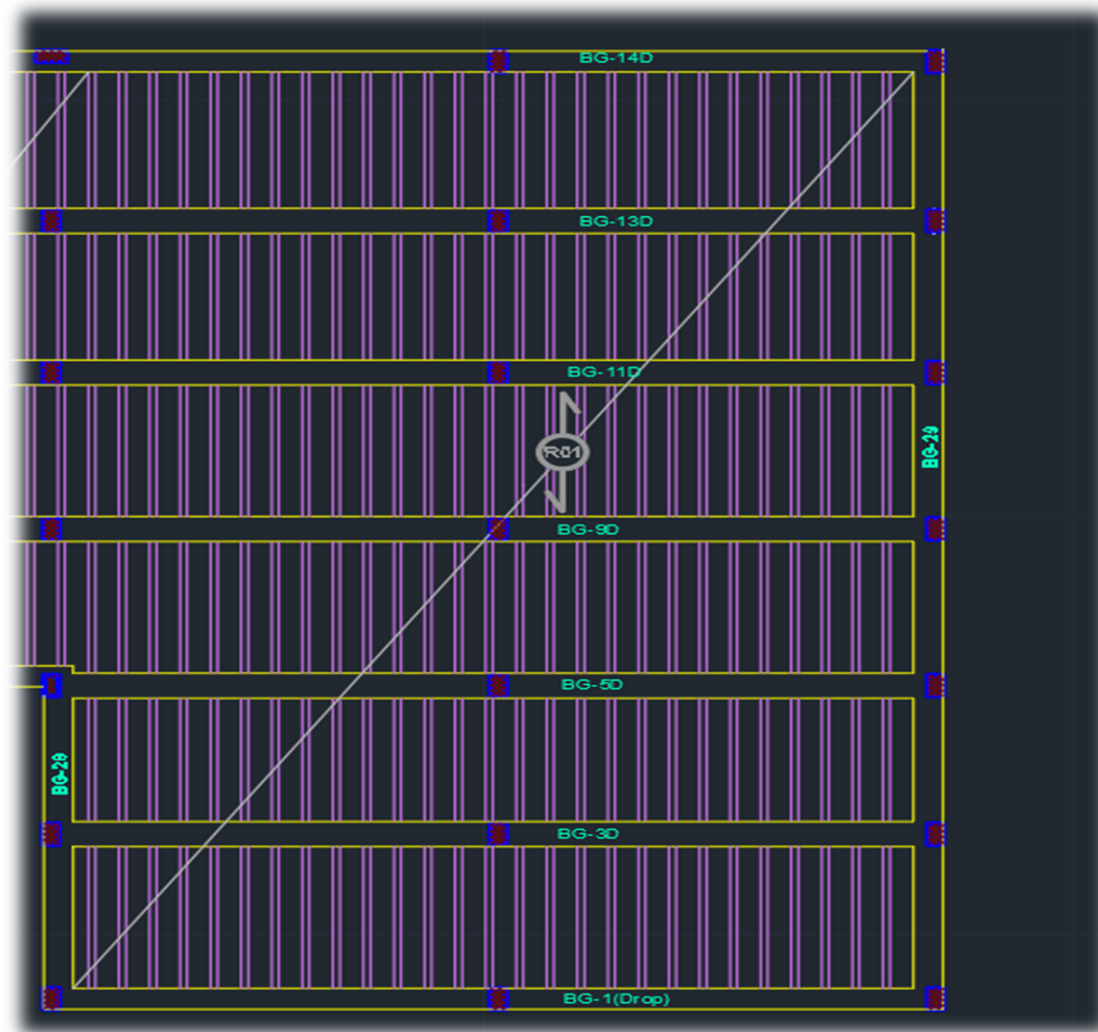
$$S \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ACI 10.6.4}$$

Use $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both direction, $A_s \text{ provided} = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$, $S = 200 \text{ mm} < S_{\max} = 240 \text{ mm}$.

So, Select Mesh $\phi 8/20\text{cm}$ in both directions

4.5 Load calculations for one-way Rib slab

Statically System for the rib



-The effective flange width (b_e), according to **ACI 8.12.2** is the smallest of:

- $b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{6300-400-400}{4} = \frac{5500}{4} = 1375 \text{ mm}$ *L: is the span of the rib.*
- $b_e \leq b_w + 16hf = 120 + 16 \times 80 = 1400 \text{ mm.}$
- $b_e \leq \frac{Lc1}{2} + \frac{Lc2}{2} + b_w = 400 + 120 = 520 \text{ mm.Control}$

❖ Requirements for Slab Floor According to ACI- (318-08).

- $b_w \geq 10\text{cm}$ ACI(8.13.2)

Select $b_w = 12\text{cm}$

- $h \leq 3.5 * b_w$ ACI(8.13.2)

Select $h = 32\text{cm} < 3.5 * 12 = 42\text{ cm}$

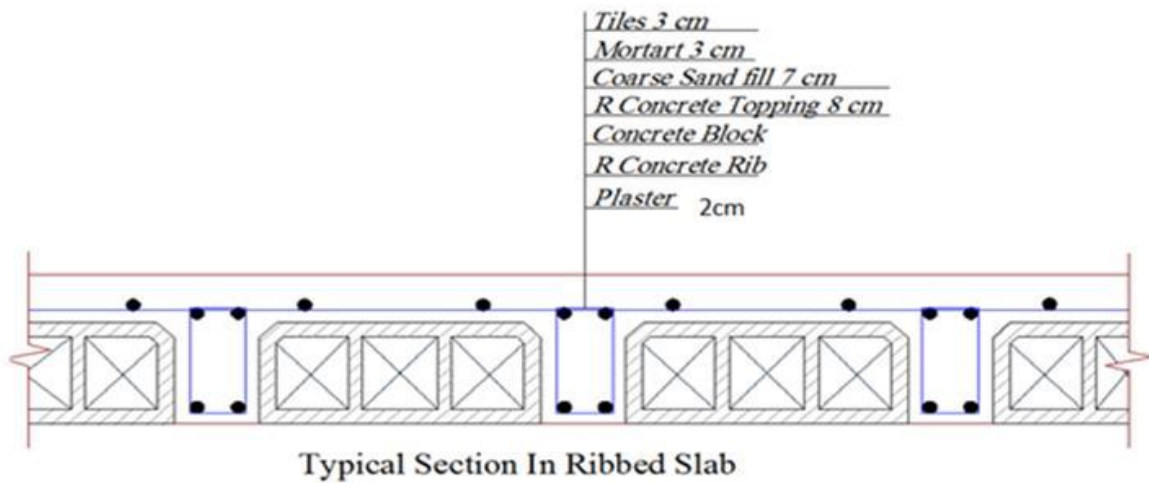
- $t_f \geq \frac{L_n}{12} = \frac{400}{12} = 33.33\text{mm} \geq 50\text{mm}$ ACI(8.13.6.1)

Select $t_f = 8\text{cm}$.

- Unit width (b_f) = $b_w + \frac{1}{2} \text{ block} + \frac{1}{2} \text{ block}$

$$b_f = 12 + \frac{1}{2} 40 + \frac{1}{2} 40 = 52\text{ cm}$$

Select $b_f = 52\text{cm}$



❖ **Dead load calculations:**

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	0.03×23×0.52	0.3588
Mortar	0.03×22×0.52	0.3432
Sand	0.07×17×0.52	0.619
Topping	0.08×25×0.52	1.040
web rib	0.24×25×0.12	0.720
Hollow Block	0.24×9×0.4	0.864
Plaster	0.03×22×0.52	0.343
Partition	1.5×0.52	0.78
	Σ	5.9KN/m

Table 4-3: Calculation of the total dead load for one-way rib slab

❖ **live load:**

$$\text{Live load /rib} = 4 \text{ KN/m}^2 \times 0.52 \text{ m} = 2.08 \text{ KN/m.}$$

❖ **Factored load calculations:**

$$D_u = 1.2 \times 5.9 = 7.08 \text{ KN/m.}$$

$$L_u = 1.6 \times 2.08 = 3.328 \text{ KN/m.}$$

$$\mathbf{q_u} = 7.08 + 3.328 = 10.41 \text{ KN/m}$$

4.6 Design of One-Way Rib slab:

Material: -

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section: -

$B = 520 \text{ mm}$

$b_w = 120 \text{ mm}$

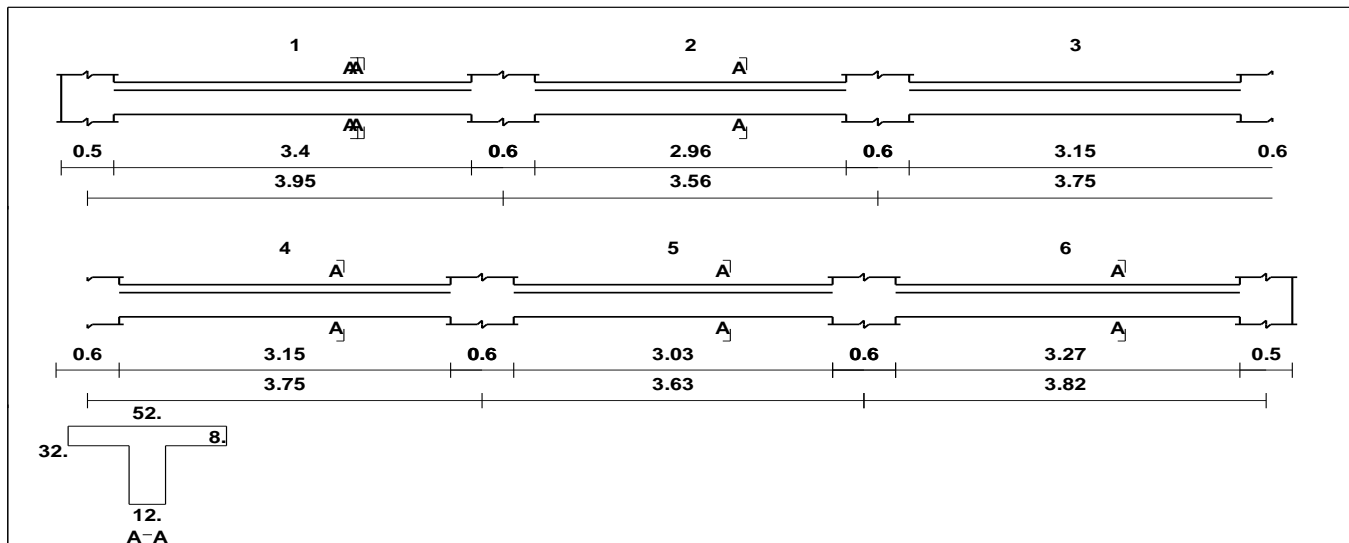
$h = 320 \text{ mm}$

$t = 80 \text{ mm}$

$d = 320 - 20 - 8 - 12/2 = 256 \text{ mm}$

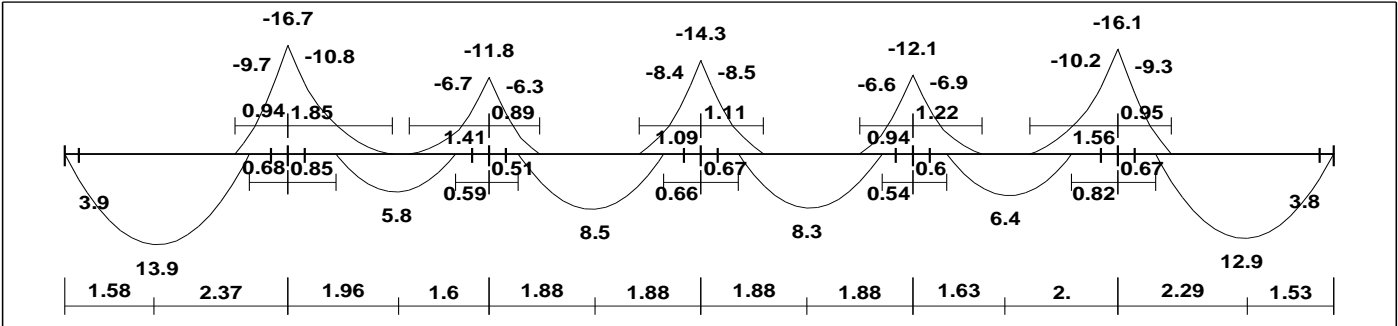
By using **ATIR** Program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows: -

Geometry Units: meter, cm

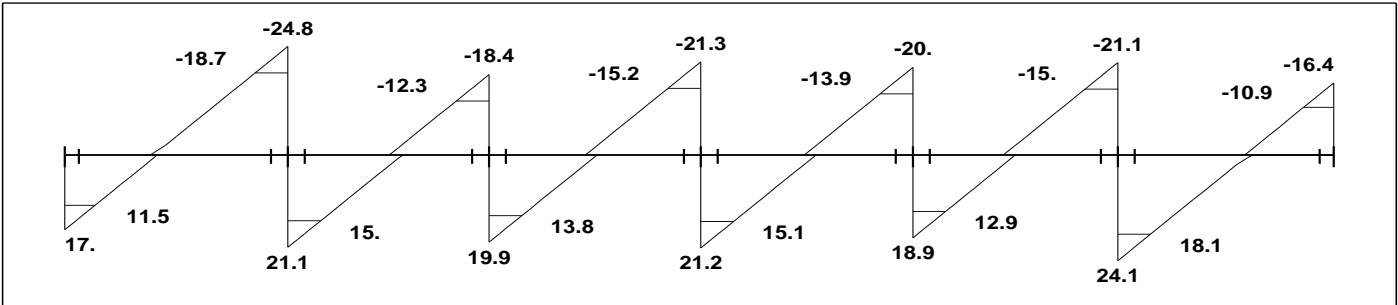


Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 6



Shear

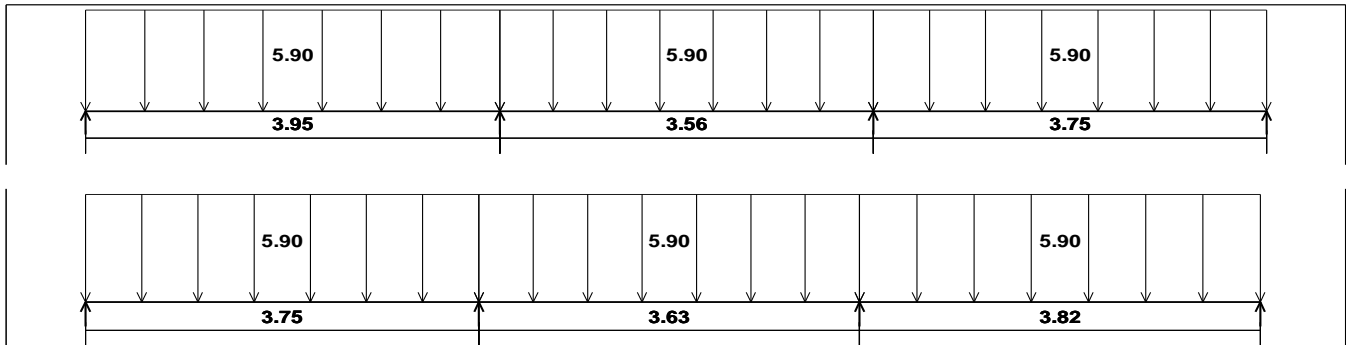


Loading

load group no. 1

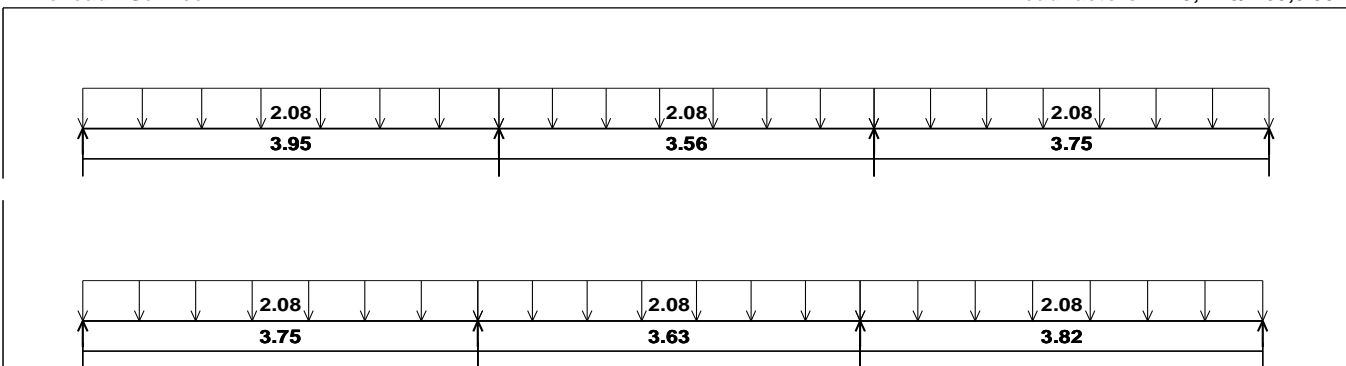
Dead load - Service

Units:kN,meter



Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00



Reactions

Factored

DeadR	11.21	30.49	24.2	27.55	24.74	30.06	10.76
LiveR	5.81	15.33	14.06	14.92	14.15	15.11	5.66
MaxR	17.02	45.83	38.25	42.47	38.89	45.17	16.42
MinR	10.67	35.77	28.54	33.02	29.22	35.53	10.16
Service							
DeadR	9.34	25.41	20.16	22.96	20.62	25.05	8.97
LiveR	3.63	9.58	8.79	9.32	8.84	9.45	3.53
MaxR	12.98	35.	28.95	32.28	29.46	34.5	12.5
MinR	9.	28.71	22.88	26.38	23.41	28.47	8.59

(4.6.1) Design of flexure of rib (Rib1):

(4.6.1.1) Design of Positive moments of rib (Rib1).

Assume bar diameter ϕ 12 for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286 \text{ mm. ...}$$

$$M_{nf} = 0.85 f'_c * b_e * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2} \right) = 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(286 - \frac{80}{2} \right) * 10^{-6} = 208.76 \text{ KN.m}$$

$$\dots \phi M_{nf} = 0.9 * 208.76 = 187.88 \text{ KN.m}$$

1) Positive moment of first span (maximum moment) $M_u^{(+)} = 13.9 \text{ KN.m}$

$$\phi M_{nf} = 187.88 \text{ KN.m} \gg M_u = 13.9 \text{ KN.m}$$

\therefore Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 13.9 / 0.9 = 15.44 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{15.44 * 10^6}{520 * 286^2} = 0.363 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.363 * 20.6}{420}} \right) = 0.000872 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 \left(\frac{3}{7} \right) = 0.01769$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$A_s = \rho * b * d = 0.000872 * 520 * 286 = 129.7 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 286 = 100.08 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420} * 120 * 286 = 114.4 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{controlled}$$

$$A_{s_{req}} = 129.7 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 114.4 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 129.7 \text{ mm}^2$$

Use 2 Ø10 with $A_{s_{pro}} = 157 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 129.7 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

∴ Use 2 Ø10

Check for strain: - ($\epsilon_s \geq 0.005$)

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{10}{2} = 287 \text{ mm}.$$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$157 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.21 \text{ mm}.$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31 \text{ mm}.$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 * \left(\frac{287 - 7.31}{7.31} \right) = 0.114 > 0.005 \dots \phi = 0.9 \dots \text{OK}$$

(4.6.1.2) Design of Negative moment of rib (Rib1):

Assume bar diameter ϕ 12 for main negative reinforcement.

1) Negative moment at support $M_u^{(-)} = 16.7$ kN.m

$$M_n = M_u / \phi = 16.7 / 0.9 = 18.55 \text{ KN.m}$$

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

$$= 330 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286 \text{ mm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{18.55 * 10^6}{120 * 286^2} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.89 * 20.6}{420}} \right) = 0.00473 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{3}{7} \right) = 0.01769$$

$$A_s = \rho * b_w * d = 0.00473 * 120 * 286 = 162.35 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 286 = 100.08 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420} * 120 * 286 = 114.4 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{controlled}$$

$$A_{s_{req}} = 162.35 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 114.4 \text{ mm}^2. \dots \text{ OK}$$

$$\therefore A_s = 162.35 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Use 2 } \phi 12 \text{ with } A_{s_{pro}} = 226.08 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 162.35 \text{ mm}^2. \dots \text{ OK}$$

\therefore Use 2 $\phi 12$

Check for strain:-($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$226.08 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 38.78 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.78}{0.85} = 45.63 \text{ mm.}$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{286-45.63}{45.63} \right) = 0.0158 > 0.005$$

$\therefore \phi = 0.9 \dots OK.$

(4.6.2) Design of shear of rib (1):

1) Design of shear at support (2) :

Critical section at distance $d = 286 \text{ mm}$ from the face of support.

$$V_{u,max} = 18.7 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 286 * 10^{-3} = 30.82 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 30.82 = 23.11 \text{ KN}$$

$V_u = 18.7 < \phi * V_c = 23.11 \dots \dots$ *No shear reinforcement is required according to ACI.*

But, For Fixation of longitudinal rebars stirrups is required

So, Select Ø8/25cm (Montage)

4.7 Design of Beam (BG3):

Material: -

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section: -

$$B = 80 \text{ cm .}$$

$$h = 52 \text{ cm .}$$

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of no prestressed beams or one-way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for beam): $l = 7.6 \text{ m}$, then

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{760}{18.5} = 41 \text{ cm.}$$

→ **Select Total depth of beam $h = 52 \text{ cm}$.**

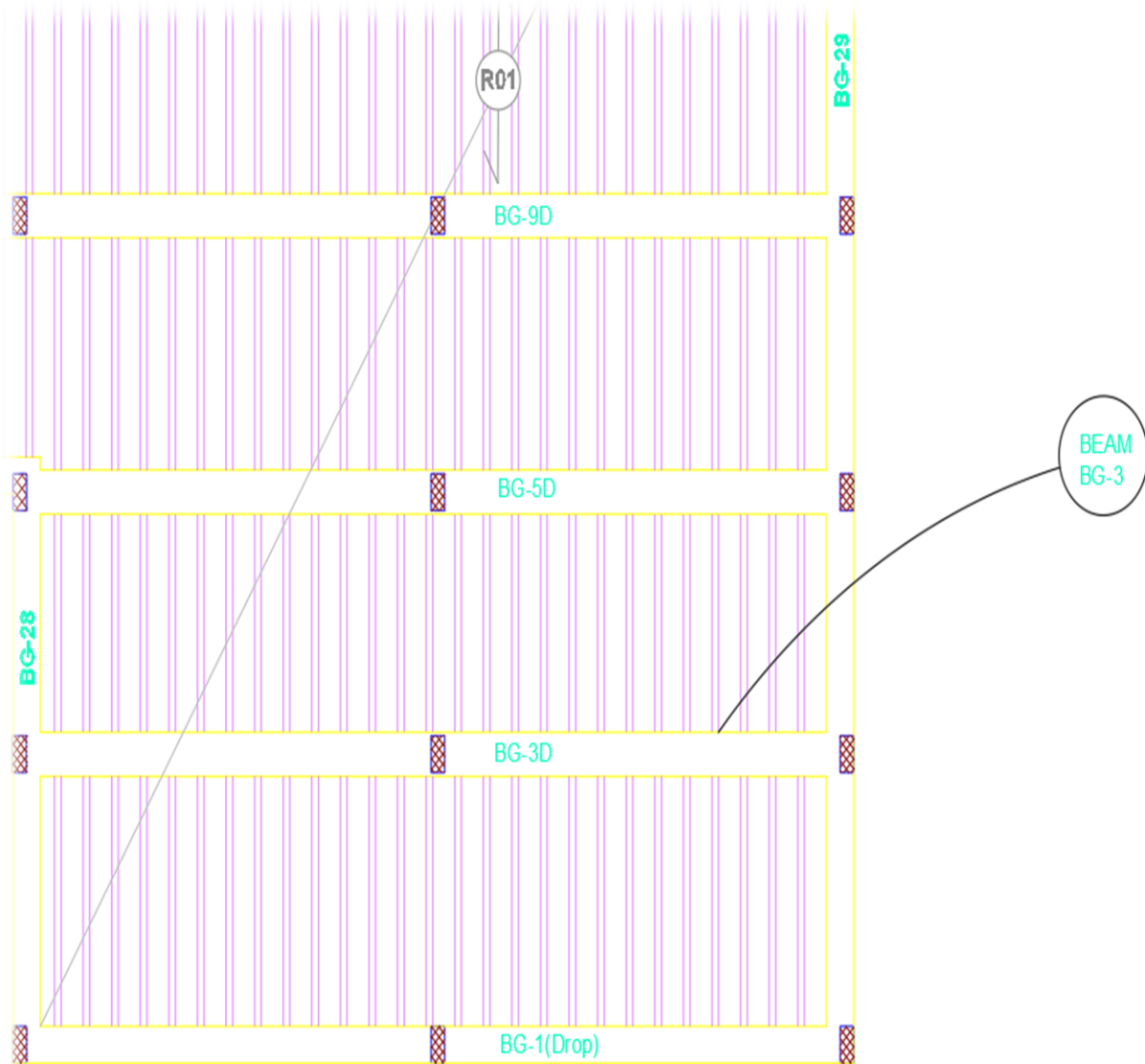
Loads on beam: (SERVICE)

load from rib1 + self-weight =

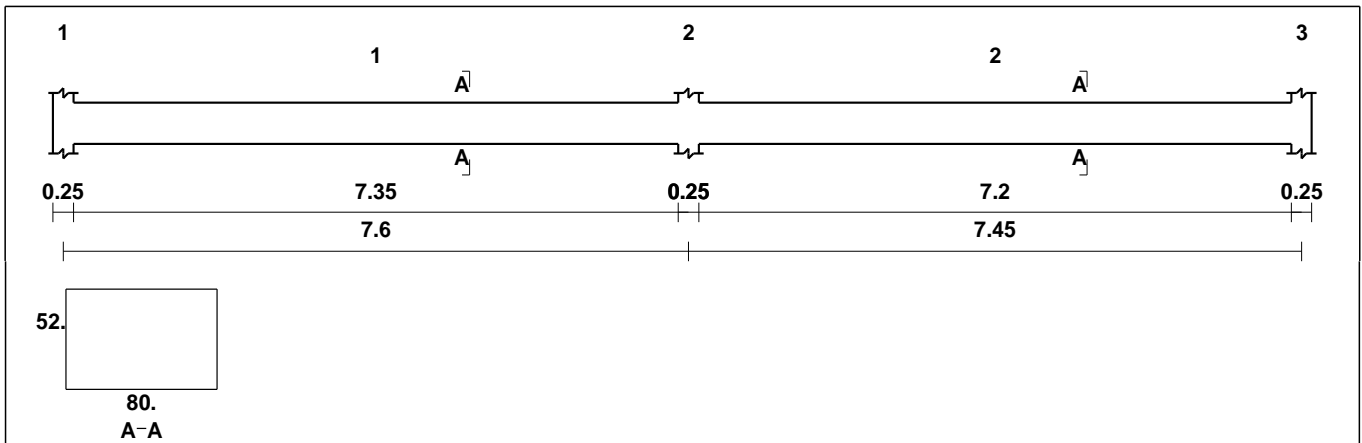
$$((25.41/0.52) D + (9.58/0.52) L + 7.45) \text{ KN/m}$$

$$= ((48.86+7.45) D +(18.42) L) \text{ KN/m}$$

❖ **Statically System for the beam**



Geometry Units:meter,cm

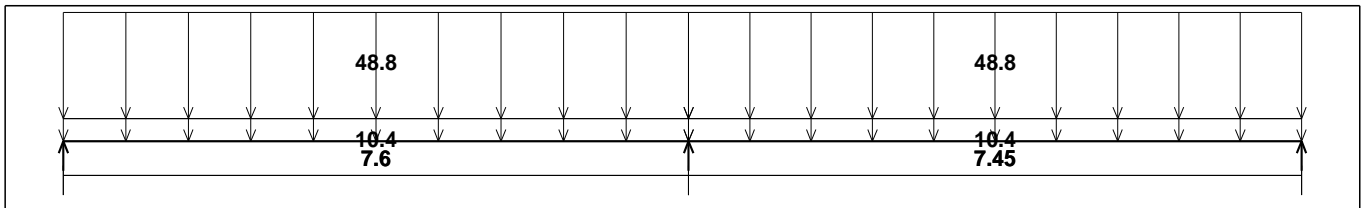


Loading

load group no. 1

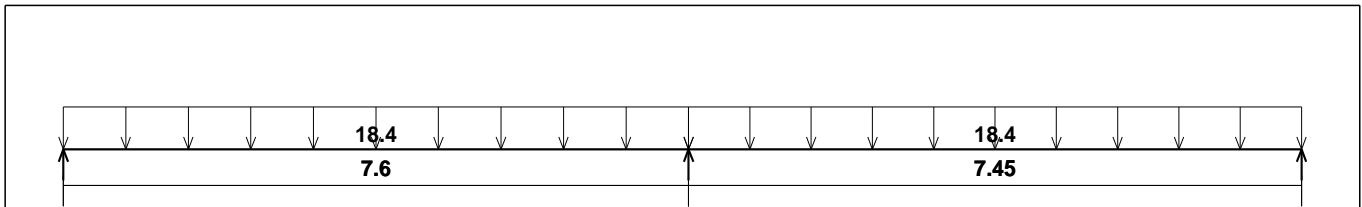
Dead load - Service

Units:kN,meter



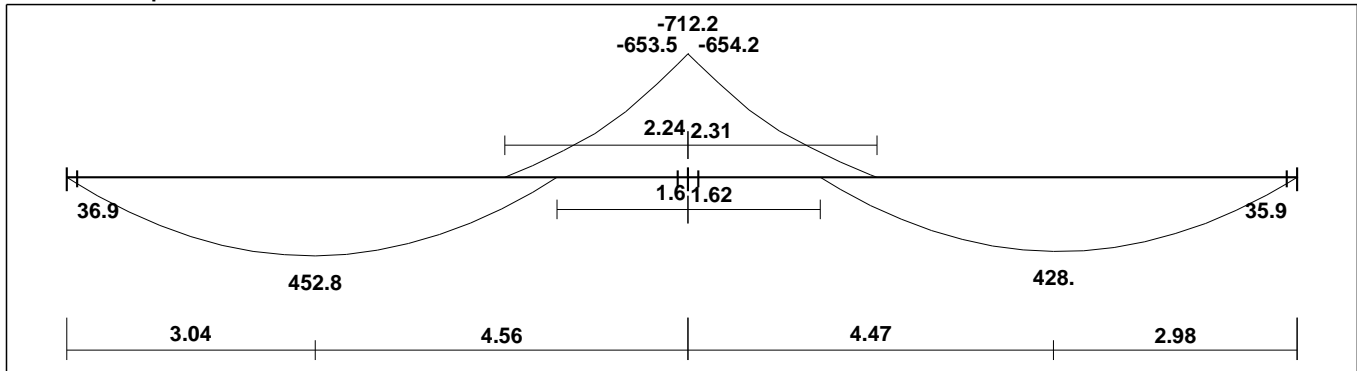
Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00

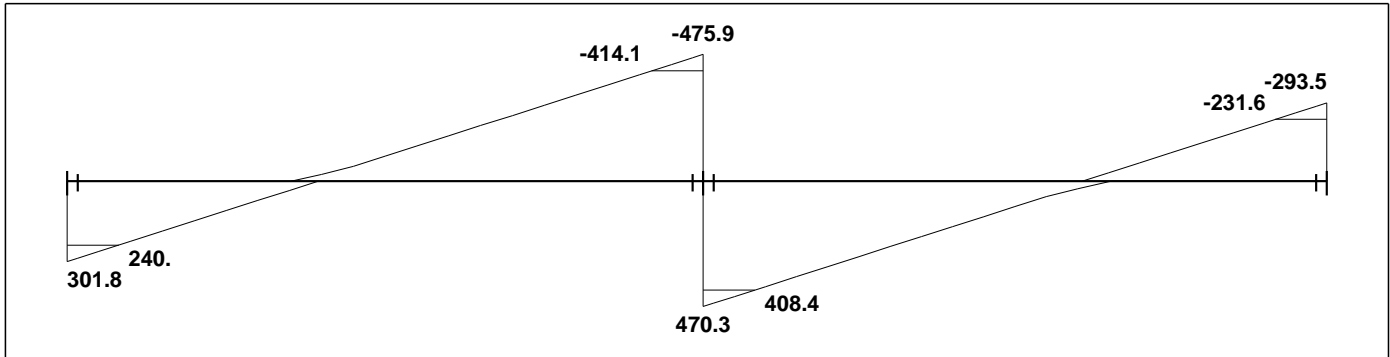


Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 2



Shear



Reactions

Factored

DeadR	203.98	668.95	197.31
LiveR	97.85	277.24	96.2
MaxR	301.83	946.19	293.51
MinR	190.66	805.64	182.89
Service			
DeadR	169.98	557.46	164.42
LiveR	61.16	173.28	60.12
MaxR	231.14	730.74	224.55
MinR	161.66	642.89	155.41

(4.7.1) Design of flexure for (BG3):

(4.7.1.1) Design of Positive moment:

$$B = 80 \text{ cm} . , h = 52 \text{ cm} . , \phi_{st} = 10 \text{ mm} .$$

Assume bar diameter $\phi 25$ for main positive reinforcement.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - \left(\text{diameter of } \frac{\text{bar}}{2} \right)$$
$$= 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}.$$

Check whether the section will be act as single or doubly reinforced section:

Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 457.5 = 196.07 \text{ mm}.$$

$$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 196.07 = 166.66 \text{ mm} .$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$M_{n,max} = 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.85 * 24 * 800 * 166.66 * \left(457.5 - \frac{166.66}{2}\right) * 10^{-6} = 1017.70 \text{ KN.m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\epsilon_s - 0.002).$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816.$$

1) Positive moment of first span : $M_u = 452.8 \text{ KN.m}$

$$M_u = 452.8 \text{ KN.m} < \phi M_n = 0.816 * 1017.7 = 830.44 \text{ KN.m}$$

∴ Design the section as single reinforced concrete section.

$$M_n = M_u / \phi = 452.8 / 0.9 = 503.11 \text{ KN.m}.$$

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{503.11 * 10^6}{800 * (457.5)^2} = 3.0 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.0 * 20.6}{420}}\right) = 0.00776 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 \left(\frac{3}{7}\right) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.00776 * 800 * 457.5 = 2841.50 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5$$

$$= 1067.27 \text{ mm}^2 < 1220 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 1220 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 2841.50 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 2841.50 \text{ mm}^2$$

Take **6Ø25** in one layer with $A_{s,pro} = 2943.75 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 2841.50 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

\therefore Select 6Ø25 (Bottom reinforcement)

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 25}{5} = 110 > 25\text{mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

$$d = 520 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 457.5 \text{ mm}$$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$2943.75 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 75.75 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75.75}{0.85} = 89.12 \text{ mm}$$

* Note: $f'_c = 24\text{MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{457.5 - 89.12}{89.12} \right) = 0.0124 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

(4.7.1.2) Design of negative moment:

1) **Negative momenton at support 2** $M_u = -712.2 \text{ KN.m}$

$$M_u = 712.2 \text{ KN.m} < \Phi M_n = 0.816 * 1017.7 = 830.44 \text{ KN.m}$$

\therefore Design the section as single reifored concrete section.

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - \left(\text{diameter of } \frac{\text{bar}}{2} \right)$$

$$d = 520 - 40 - 10 - 25 * 0.5 = 457.5 \text{ mm.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = 712.2 / 0.9 = 791.33 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{791.33 * 10^6}{800 * (457.5)^2} = 4.72 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4.72 * 20.6}{420}} \right) = 0.01299 < \rho \text{ max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 \left(\frac{3}{7} \right) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0123 * 800 * 457.5 = 4754.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 457.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 457.5$$

$$= 1067.27 \text{ mm}^2 < 1220 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 1220 \text{ mm}^2 < A_{s,req} = 4754.45 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 4754.45 \text{ mm}^2$$

Take **10Ø25** in one layer with $A_{s,pro} = 4906.25 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 4754.45 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

\therefore **Select 10Ø25 (Top reinforcement)**

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 10 * 25}{9} = 50 > 25\text{mm} \dots OK$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$4906.25 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 126.26 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{126.26}{0.85} = 148.54 \text{ mm}$$

* Note: $f'_c = 24\text{MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{457.5 - 148.54}{148.54} \right) = 0.00624 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \dots OK$$

Shear Design for (BG 3): -

1. Case 3: -

Use stirrups (4 leg stirrups) $\phi 8$, $A_v = 4 \times 50.24 = 200.96 \text{ mm}^2$.

$V_u = 414.2\text{KN}$.

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 457.5 = 373.54 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times 373.54 = 280.16 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_{s_{min}} = 0.75 \times \frac{1}{16} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 457.5 = 105 \text{ kN}$$

Or

$$\phi \times V_{s_{min}} = 0.75 \times \frac{1}{3} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 1000 \times 457.5 = 114.375 \text{ kN} \rightarrow \text{Controlled}$$

$$\phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c + \phi \times V_{s_{min}} \rightarrow 280.16 < 414.2 \leq 394.53 \dots \text{Case 3 not sufficient}$$

$$\phi \times V_s = \phi \times V_{s_{min}} = 114.37 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_s = \phi \times \frac{A_v}{S} \times f_y \times d \quad , \quad A_v = 4 \times \frac{\pi \times 8^2}{4} = 200.96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d \times \phi}{\phi \times V_s} = \frac{200.96 \times 420 \times 457.5 \times 0.75}{114.37 \times 10^3} = 253.22 \text{ mm} \leq \frac{d}{2} = \frac{457.5}{2} = 228.75 \text{ mm}$$

\therefore Select $S = 220 \text{ mm}$

\rightarrow Use 4 legs $\phi 8 @ 220 \text{ mm}$

2. Case 4: -

$$V_s' = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 457.5 = 560.32 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c + \phi \times V_{s_{min}} < V_u \leq \phi \times V_c + \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$394.53 < 414.2 \leq 280.16 + 560.32 = 840.48 \text{ kN} \dots \text{Case 4 sufficient}$$

$$\phi \times V_s = V_u - \phi \times V_c \quad , \quad V_s = \frac{V_u - \phi \times V_c}{\phi}$$

$$V_s = \frac{414.2 - 280.16}{0.75} = 178.72 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v}{S} \times f_y \times d \quad , \quad S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{200.96 \times 420 \times 457.5}{178.72 \times 10^3} = 216 \text{ mm}$$

$$S = 216 \text{ mm} \leq \frac{d}{2} = \frac{457.5}{2} = 228 \text{ mm}$$

$$\text{Or} \quad \leq 600 \text{ mm}$$

\therefore Select $S = 200 \text{ mm}$

\rightarrow Use 4 legs $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$

4.8 Design of Torsional Beam

Design of beams (19-22)

Material: -

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

$b = 50 \text{ cm}$, $h = 52 \text{ cm}$, $\phi = 16 \text{ mm}$

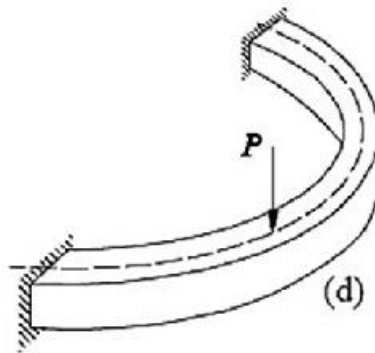


Figure 4.8.1 Beam Shape

Arc Length = 5 m

To get the highest value of moment and torsion affecting on the beam, we put the resultant of the force that effects on it as a point load so that it is at the maximum possible distance.

Maximum distance will be at a middle of the beam (2.5 m)

4.8.1 Loads on beam (Service load)

Dead load → 5.19 KN/m (from the ribs) + 5.0 KN/m^2

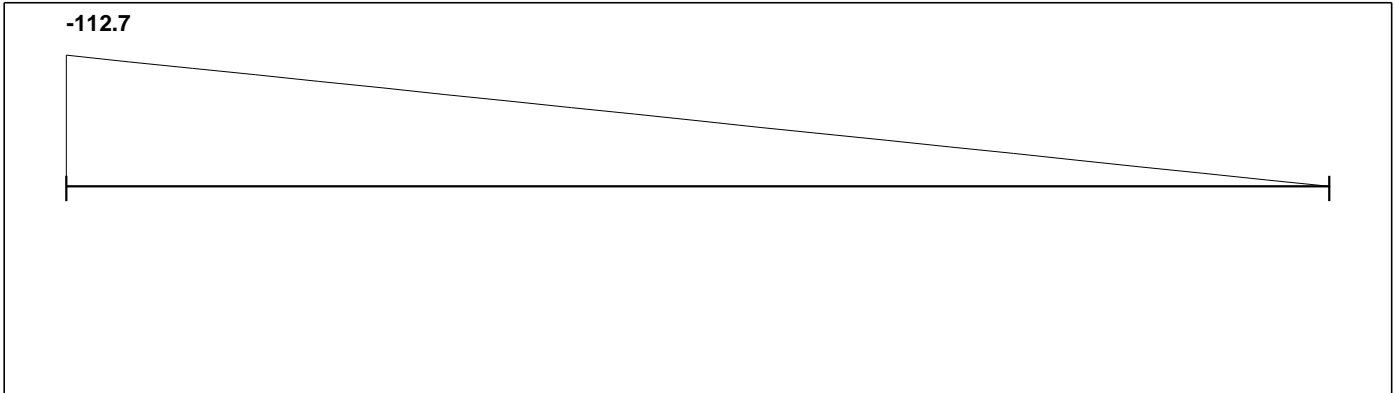
live load → 3.63 KN/m (from the ribs)

Factored load (q_u) = $1.2 \times 10.19 + 1.6 \times 3.63 = 18.0 \text{ KN/m}$

$P_u = 2.5 \times 18 = 45 \text{ KN}$

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

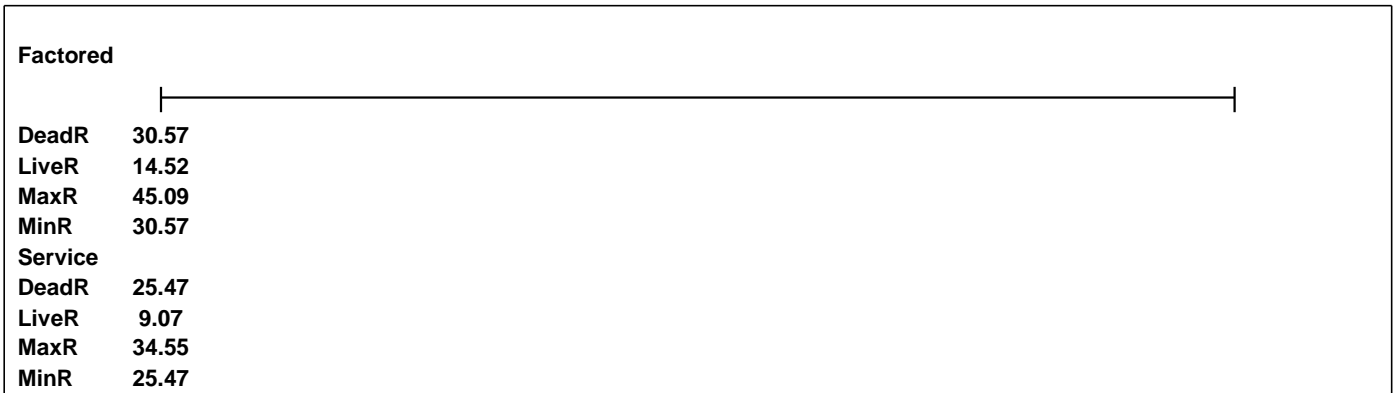
Moments: spans 1 to 1



Shear



Reactions



Factored

DeadR	30.57
LiveR	14.52
MaxR	45.09
MinR	30.57
Service	
DeadR	25.47
LiveR	9.07
MaxR	34.55
MinR	25.47

Since that the torsion is equal to the moment in this case

$$T_u = M_u = 112.5 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 45 \text{ KN}$$

4.8.2 Cross sectional dimension and Design of flexure

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of non-prestressed beams or one-way slabs unless deflections are computed as follows: (Cantilever L=2.5m)

$$h_{min} = \frac{l}{8} = \frac{250}{8} = 31.25 \text{ cm.}$$

So, $h = 52 \text{ cm}$ is (O.K)

Assume $\phi = 16 \text{ mm}$, $\phi_s = 10 \text{ mm}$

$$d = 52 - 4 - 1 - \frac{16}{2} = 46.2 \text{ cm}$$

∴ Design the section as single reinforced concrete section.

$$M_u = 112.5 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / \phi = 112.5 / 0.9 = 125 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{112.5 \cdot 10^6}{500 \cdot (462)^2} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.05 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.002578 < \rho_{max} = 0.85 \frac{f'_c}{(f_y)} \beta_1 \left(\frac{3}{7} \right) = 0.01769$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.002578 \cdot 500 \cdot 462 = 595.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} \cdot b \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \cdot 500 \cdot 462 \leq \frac{1.4}{420} \cdot 500 \cdot 462$$

$$= 673.6 \text{ mm}^2 < 770 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is control.}$$

$$A_{s,min} = 770 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 595.6 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

$$\therefore A_s = 770 \text{ mm}^2$$

Take **4Ø16** in one layer with $A_{s,pro} = 804.4 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 770 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

∴ Select 4Ø16 (Top reinforcement)

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{500 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4 * 16}{3} = 112 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain: ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$804.4 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 33.12 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.12}{0.85} = 38.96 \text{ mm}$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{462 - 38.96}{38.96} \right) = 0.032 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

→ Bottom Reinforcement

$$A_{s,req} = A_{s,min} = 770 \text{ mm}^2$$

Take **4Ø16** in one layer with $A_{s,pro} = 804 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 770 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$

∴ Select 4Ø16 (Bottom reinforcement)

4.8.3 Design for both Shear and Torsion

$$A_{cp} = b_w \times h = 500 \times 520 = 260000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2b_w + 2h = 2 \times 500 + 2 \times 520 = 2040 \text{ mm}$$

$$\text{Assume cover to center of stirrups} = 40 + 5 = 45 \text{ mm}$$

$$X_o = 500 - 2 \times 45 = 410 \text{ mm}$$

$$Y_o = 520 - 2 \times 45 = 430 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = X_o \times Y_o = 410 \times 430 = 176300 \text{ mm}^2$$

$$A_o = 0.85 A_{oh} = 0.85 \times 176300 = 149855 \text{ mm}^2$$

$$P_h = 2 \times (X_o + Y_o) = 1680 \text{ mm}$$

4.8.4 Check if Torsion may be neglected

$$Tu \leq \phi 0.27 \lambda \sqrt{f'c'} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} = \frac{0.27 \times 0.75 \times \sqrt{24} \times (260000^2)}{2040} = 32.87 \text{ KN.m} < 112.5 \text{ KN.m}$$

So, Torsion must be consider

4.8.5 Check for probability of brittle failure of concrete

The dimensions of the cross section are adequate to ensure a ductile mode of failure if this condition is satisfied.

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{Tu P_h}{1.7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'c'}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{45 \times 10^3}{500 \times 462}\right)^2 + \left(\frac{112.5 \times 10^6 \times 1680}{1.7 \times 176300^2}\right)^2} \leq 0.75(0.53\sqrt{24} + 0.66\sqrt{24})$$

$$3.58 \leq 4.37$$

So, Beam size is O.K

4.8.6 Determine the required area of stirrup reinforcement for Shear

$$V_c = 0.53 \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{24} \times 500 \times 462 = 600 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{45}{0.75} - 600 = -540 \text{ KN}$$

This mean that **No Shear Reinforced** is required and $\frac{A_v}{S} = 0.0$

4.8.7 Determine the required area of stirrup reinforcement for Torsion

The torsional stirrup reinforcement per unit length $\frac{A_t}{S}$, is given as

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_u}{2\phi f_y A_o \cot(45^\circ)} = \frac{112.5 \times 10^6}{2 \times 0.75 \times 149855 \times 420 \times 1} = 1.3 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

S_{max} is the smaller of $(p_h/8)$ or 30 cm

$$\frac{p_h}{8} = \frac{1680}{8} = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{So, } S_{max} \text{ is not to exceed 20 cm}$$

4.8.8 Determine the combined area of stirrup reinforcement for Shear and Torsion

$$\left(\frac{A_{v+t}}{S}\right)_{total} = 0.0 + 2 \times (1.3) = 2.6 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Check minimum stirrups (larger of):

$$\frac{0.35 b_w}{f_y} = \frac{0.350 \times 500}{420} = 0.416 \text{ mm}^2$$

$$\frac{0.062 \times \sqrt{f_c'} \times b_w}{f_y} = \frac{0.062 \times \sqrt{24} \times 500}{420} = 0.361 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{v+t}}{S} = 2.6 > 0.416 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Assume $\phi 10 \rightarrow A_s = 79 \text{ mm}$

$$S = \frac{2 \times 79}{2.6} = 60.77 \text{ mm} \rightarrow S_{max} = 185 \text{ mm}$$

\therefore Select $\phi 10/60 \text{ mm}$

4.8.9 Design of longitudinal reinforcement for Torsion

$$A_l = \left(\frac{A_t}{S}\right) P_h = 1.3 \times 1680 = 2184 \text{ mm}^2$$

Check minimum steel area for longitudinal reinforcement

$$A_{l,min} = \frac{1.33\sqrt{f_c'}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{S}\right) P_h \frac{f_{yt}}{f_y} = \frac{1.33 \times \sqrt{24} \times 260000}{420} - 1.3 \times 1680 \times \frac{420}{420} = 1849.5 \text{ mm}^2$$

$$A_l > A_{l,min}$$

- Distance between center lines of tension and compression reinforcement exceeds 30 cm, so a middle later of longitudinal is needed.

$$\frac{A_l}{3} = \frac{2184}{3} = 728 \text{ mm}^2 = 7.28 \text{ cm}^2$$

Minimum bar diameter is $0.042 S$ or 10 mm

$$0.042 \times 60 = 2.52 \text{ mm} \rightarrow \text{Select } 10 \text{ mm}$$

So;

$$\text{Area of Top reinforcement} = 8.04 \text{ cm}^2 (\text{Flexure}) + 7.28 \text{ cm}^2 (\text{Torsion}) = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 8\emptyset 16, A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area of Middle reinforcement} = 7.28 \text{ cm}^2 (\text{Torsion})$$

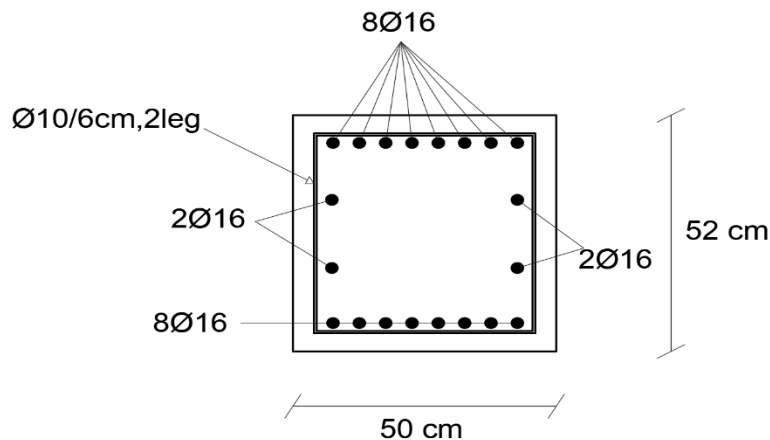
$$\therefore \text{Select } 4\emptyset 16, A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area of Bottom reinforcement} = 8.04 \text{ cm}^2 (\text{Flexure}) + 7.28 \text{ cm}^2 (\text{Torsion}) = 15.32 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{Select } 8\emptyset 16, A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{500 - 40 * 2 - 10 * 2 - 8 * 16}{7} = 38.8 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$



4.9 Design of two-way ribbed slab

Take:

$$f_c' = 24 \text{ MPa} , f_y = 420 \text{ MPa} , C = 20 \text{ mm} ,$$

$$\varnothing = 14 \text{ mm} , \varnothing_s = 8 \text{ mm}$$

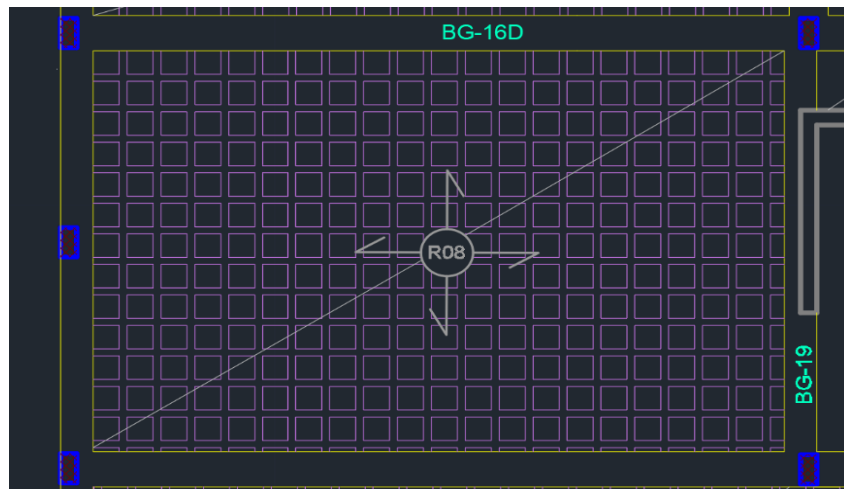


Figure 4.9.1 Two-Way Slab

- Densities:

$$\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

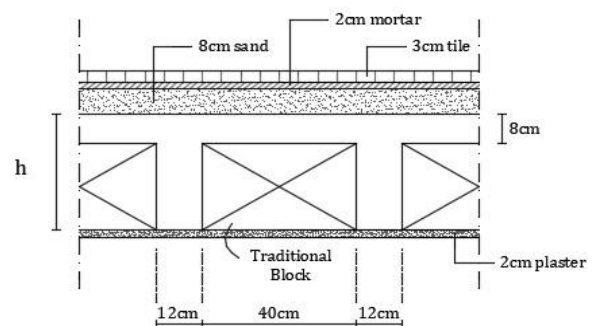
$$\gamma_{\text{snad}} = 16 \text{ kN/m}^3$$

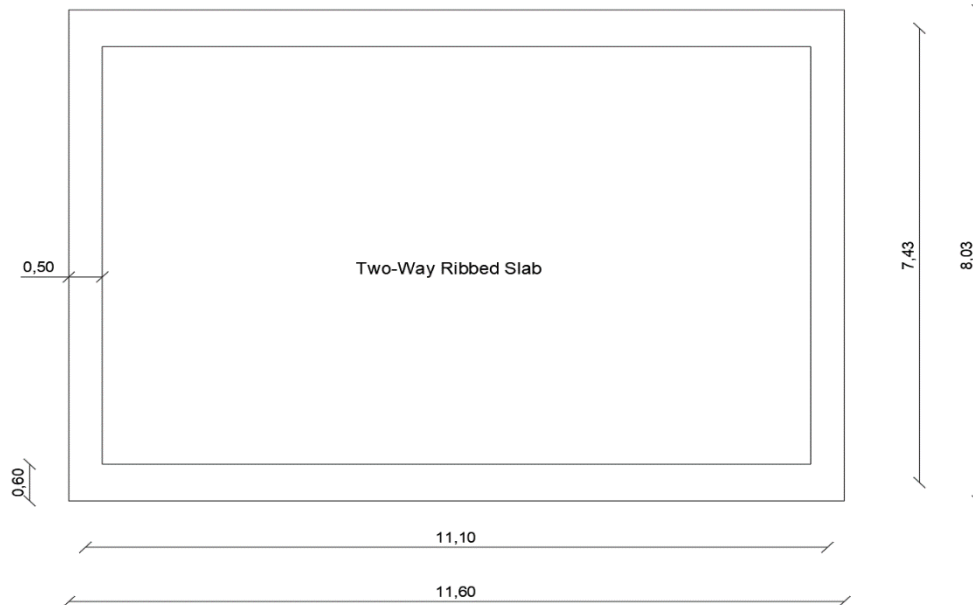
$$\gamma_{\text{mortar}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{tiles}} = 23 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{plaster}} = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{block}} = 9 \text{ kN/m}^3$$





4.9.1 Limitation of Deflection

- Approximate value of minimum (h) for slab according to (ACI):

$$\text{minimum (h)} \geq \frac{\text{Maximum span perimeter}}{180}$$

$$\text{minimum (h)} \geq \frac{2*(11.1)+2*(7.43)}{180} = 20\text{cm}$$

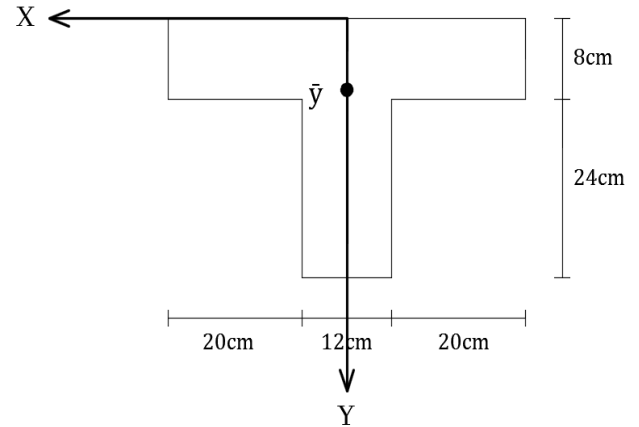
- **Select (h = 32cm) > minimum (h) ; 8cm Topping + 24cm Block**

Select (h = 32cm) > minimum (h) ; “Resulted value (h) > h (min) must be accurate checked according to (ACI)”.

- Limitation of Deflection according to ACI:

h minimum is based on the stiffness ratio = I (Beams)/ I (Slabs)

- **Moment of inertia of slab:**



Moment of inertia of one rib:

$$Y' = \frac{8 \times 52 \times 4 + 12 \times 24 \times 20}{8 \times 52 + 8 \times 24} = 10.661 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_{\text{one rib}} &= \frac{52 \times 8^3}{12} + \frac{12 \times 24^3}{12} + 8 \times 52 \times (10.66 - 4)^2 + 12 \times 24 \times (20 - 10.66)^2 \\ &= 5.9611 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

- **For Beam:**

$$I_{\text{Beam } Y} = \frac{50 \times 60^3}{12} = 90 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{\text{Beam } X} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 108 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **For Slab:**

Divide the slab for 4 regions:

$$I(S1) = I(S2) = \frac{5.55}{0.52} \times 5.9611 \times 10^{-4} = 63.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I(S3) = I(S4) = \frac{3.715}{0.52} \times 5.9611 \times 10^{-4} = 42.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Stiffness ratio (α_i)**

$$(\alpha_i) = \frac{I_{Bi}}{I_{Si}}$$

$$(\alpha_1) = (\alpha_2) = \frac{I_{BY}}{I_{S1}} = \frac{90 \times 10^{-4}}{42.6 \times 10^{-4}} = 2.11$$

$$(\alpha_3) = (\alpha_4) = \frac{I_{BX}}{I_{S1}} = \frac{108 \times 10^{-4}}{63.6 \times 10^{-4}} = 1.7$$

- Mean value of stiffness ratio (α_{fm}):

$$\alpha_{fm} = \frac{\sum \alpha_i}{n} = \frac{2.11 + 2.11 + 1.7 + 1.7}{4} = 1.9$$

Categories of (α_{fm}) values according to (ACI):

$0.2 < (\alpha_{fm}) \leq 2.0 \rightarrow$ minimum (h) according to:

$$\min h = \frac{\text{clear long span}(L_n) \times (0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5 \times \beta \times (\alpha_m - 0.2)} = \frac{10.6 \times (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.55(1.9 - 0.2)} = 23\text{cm}$$

$\beta = \text{Clear long span}/\text{clear short span}$

So, $h = 32\text{cm} \rightarrow (\text{OK})$

4.9.2 Loads

Loads	KN
Tiles	$0.52 \times 0.52 \times 0.03 \times 23$
Mortar	$0.52 \times 0.52 \times 0.02 \times 22$
Sand	$0.52 \times 0.52 \times 0.08 \times 16$
Topping	$0.52 \times 0.52 \times 0.08 \times 25$
Plaster	$0.52 \times 0.52 \times 0.02 \times 22$
Rib	$(0.4 + 0.52) \times 0.12 \times 0.24 \times 25$
Block	$4 \times 0.2 \times 0.2 \times 0.24 \times 9$
Partitions	$0.52 \times 0.52 \times 1$
SUM	2.581 kN

Table 4.9.1: Total Dead Loads for Two-Way Slab

Dead load of slab = $2.581 / 0.52 \times 0.52 = 9.5 \text{ kN/m}^2$

Dead Loads of Slab = 9.5 kN/m^2

Live Loads of Slab = 3 kN/m^2

Factored Loads:

$$\begin{aligned} q_u &= 1.2 \times \text{Dead Loads} + 1.6 \times \text{Live Loads} \\ &= 1.2 \times 9.5 + 1.6 \times 3 \\ &= 11.4 \text{ kN/m}^2 + 4.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

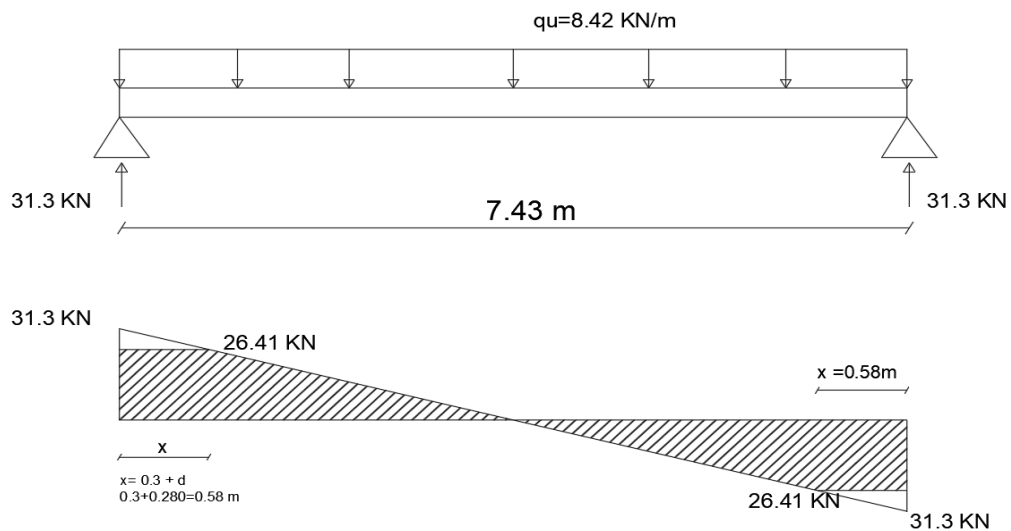
4.9.3 Design of Shear Force

Approximate value of maximum shear force (V_u):

Assume One-way rib slab over the short direction.

$$d = 320 - 20 - 8 - 12 = 280 \text{ mm}$$

$$q_u = (11.4 + 4.8) \times 0.52 = 8.42 \text{ kN/m}$$



V_u at the critical section

$$31.3 - 8.42 \times (0.3 + 0.280) = 26.41 \text{ kN}$$

$$1.1 \times \phi \times V_c = 1.1 \times 0.75 \times \frac{1}{2} \times \sqrt{24} \times 120 \times 280 = 22.63 \text{ kN} < V_u = 26.41 \text{ kN}$$

So, shear reinforcement is required

Category No (3):

$$\phi \times V_s(\min) = \phi \times \frac{1}{3} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{1}{3} \times 120 \times 280 = 8.4 \text{ KN}$$

$$\phi \times V_s(\min) = \phi \times \frac{\sqrt{f_{c'}}}{16} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{16} \times 120 \times 280 = 7.7 \text{ KN}$$

$$\phi \times V_s(\min) = 8.4 \text{ KN} \quad \dots \text{ is control}$$

$$V_u = 27.12 < 1.1 \times \phi \times V_c + \phi \times V_s(\min) = 22.63 + 8.4 = 31.03 \text{ KN}$$

Minimum shear reinforcement is required $\rightarrow V_s(\min) = 8.4/0.75 = 11.2 \text{ KN}$

\rightarrow Select $\phi 8 \text{ mm}$ two legs

$$\text{with } A_v = \frac{2 \times \pi \times 0.8^2}{4} = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} \rightarrow S = \frac{100.5 \times 420 \times 280}{11200} = 105.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Select } (S = 140 \text{ mm}) < \frac{d}{2}$$

4.9.4 Design of flexure

Design of Bending Moments (M_a) & (M_b)

M_a : Moment along the short way.

M_b : Moment along the long way.

Moments should be determined from the tables of coefficients of two-way slabs.

Calculation of ratio:

(Short span / Long span = L_a/L_b).

- For slab : $L_a/L_b = 7.43/11.1 = 0.67$

Select $L_a/L_b = 0.65$

The tables of coefficients of two-way slabs:

Table 2 - Coefficients for Dead Load Positive Moments in Slabs										
$M_{a,DL}^+ = C_{a,DL}w_{DL}l_a^2$		where w_{DL} = uniform factored Dead Load (DL)								
$M_{b,DL}^+ = C_{b,DL}w_{DL}l_b^2$										
Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	$C_{a,DL}$	0.036	0.018	0.018	0.027	0.027	0.033	0.027	0.020	0.023
	$C_{b,DL}$	0.036	0.018	0.027	0.027	0.018	0.027	0.033	0.023	0.020
0.95	$C_{a,DL}$	0.040	0.020	0.021	0.030	0.028	0.036	0.031	0.022	0.024
	$C_{b,DL}$	0.033	0.016	0.025	0.024	0.015	0.024	0.031	0.021	0.017
0.90	$C_{a,DL}$	0.045	0.022	0.025	0.033	0.029	0.039	0.035	0.025	0.026
	$C_{b,DL}$	0.029	0.014	0.024	0.022	0.013	0.021	0.028	0.019	0.015
0.85	$C_{a,DL}$	0.050	0.024	0.029	0.036	0.031	0.042	0.040	0.029	0.028
	$C_{b,DL}$	0.026	0.012	0.022	0.019	0.011	0.017	0.025	0.017	0.013
0.80	$C_{a,DL}$	0.056	0.026	0.034	0.039	0.032	0.045	0.045	0.032	0.029
	$C_{b,DL}$	0.023	0.011	0.020	0.016	0.009	0.015	0.022	0.015	0.010
0.75	$C_{a,DL}$	0.061	0.028	0.040	0.043	0.033	0.048	0.051	0.036	0.031
	$C_{b,DL}$	0.019	0.009	0.018	0.013	0.007	0.012	0.020	0.013	0.007
0.70	$C_{a,DL}$	0.068	0.030	0.046	0.046	0.035	0.051	0.058	0.040	0.033
	$C_{b,DL}$	0.016	0.007	0.016	0.011	0.005	0.009	0.017	0.011	0.006
0.65	$C_{a,DL}$	0.074	0.032	0.054	0.050	0.036	0.054	0.065	0.044	0.034
	$C_{b,DL}$	0.013	0.006	0.014	0.009	0.004	0.007	0.014	0.009	0.005
0.60	$C_{a,DL}$	0.081	0.034	0.062	0.053	0.037	0.056	0.073	0.048	0.036
	$C_{b,DL}$	0.010	0.004	0.011	0.007	0.003	0.006	0.012	0.007	0.004
0.55	$C_{a,DL}$	0.088	0.035	0.071	0.056	0.038	0.058	0.081	0.052	0.037
	$C_{b,DL}$	0.008	0.003	0.009	0.005	0.002	0.004	0.009	0.005	0.003
0.50	$C_{a,DL}$	0.095	0.037	0.080	0.059	0.039	0.061	0.089	0.056	0.038
	$C_{b,DL}$	0.006	0.002	0.007	0.004	0.001	0.003	0.007	0.004	0.002

Figure 4.9.2 Two-Way Coefficient Table 2

Table 3 - Coefficients for Live Load Positive Moments in Slabs										
$M_{a,LL}^+ = C_{a,LL}w_{LL}l_a^2$		where w_{LL} = uniform factored Live Load (LL)								
$M_{b,LL}^+ = C_{b,LL}w_{LL}l_b^2$										
Ratio $m = \frac{l_a}{l_b}$		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
1.00	$C_{a,LL}$	0.036	0.027	0.027	0.032	0.032	0.035	0.032	0.028	0.030
	$C_{b,LL}$	0.036	0.027	0.032	0.032	0.027	0.032	0.035	0.030	0.028
0.95	$C_{a,LL}$	0.040	0.030	0.031	0.035	0.034	0.038	0.036	0.031	0.032
	$C_{b,LL}$	0.033	0.025	0.029	0.029	0.024	0.029	0.032	0.027	0.025
0.90	$C_{a,LL}$	0.045	0.034	0.035	0.039	0.037	0.042	0.040	0.035	0.036
	$C_{b,LL}$	0.029	0.022	0.027	0.026	0.021	0.025	0.029	0.024	0.022
0.85	$C_{a,LL}$	0.050	0.037	0.040	0.043	0.041	0.046	0.045	0.040	0.039
	$C_{b,LL}$	0.026	0.019	0.024	0.023	0.019	0.022	0.026	0.022	0.020
0.80	$C_{a,LL}$	0.056	0.041	0.045	0.048	0.044	0.051	0.051	0.044	0.042
	$C_{b,LL}$	0.023	0.017	0.022	0.020	0.016	0.019	0.023	0.019	0.017
0.75	$C_{a,LL}$	0.061	0.045	0.051	0.052	0.047	0.055	0.056	0.049	0.046
	$C_{b,LL}$	0.019	0.014	0.019	0.016	0.013	0.016	0.020	0.016	0.013
0.70	$C_{a,LL}$	0.068	0.049	0.057	0.057	0.051	0.060	0.063	0.054	0.050
	$C_{b,LL}$	0.016	0.012	0.016	0.014	0.011	0.013	0.017	0.014	0.011
0.65	$C_{a,LL}$	0.074	0.053	0.064	0.062	0.055	0.064	0.070	0.059	0.054
	$C_{b,LL}$	0.013	0.010	0.014	0.011	0.009	0.010	0.014	0.011	0.009
0.60	$C_{a,LL}$	0.081	0.058	0.071	0.067	0.059	0.068	0.077	0.065	0.059
	$C_{b,LL}$	0.010	0.007	0.011	0.009	0.007	0.008	0.011	0.009	0.007
0.55	$C_{a,LL}$	0.088	0.062	0.080	0.072	0.063	0.073	0.085	0.070	0.063
	$C_{b,LL}$	0.008	0.006	0.009	0.007	0.005	0.006	0.009	0.007	0.006
0.50	$C_{a,LL}$	0.095	0.066	0.088	0.077	0.067	0.078	0.092	0.076	0.067
	$C_{b,LL}$	0.006	0.004	0.007	0.005	0.004	0.005	0.007	0.005	0.004

Figure 4.9.3 Two-Way Coefficient Table3

From tables:

Case 1No negative moment

Ca (dead load)=0.074

Ca (live load)=0.013

Cb (dead load)=0.074

Cb (live load)=0.013

Calculation of positive moments:

Positive moment in short way

$$\begin{aligned} Mu(a)^+ &= (CaDL \times quDL \times La^2 + CaLL \times quLL \times La^2) * 0.52 \\ &= (0.074 \times 11.4 \times 6.8^2 + 0.074 \times 4.8 \times 6.8^2) * 0.52 \\ &= 28.8 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Positive moment in long way

$$\begin{aligned} Mu(b)^+ &= (CbDL \times quDL \times Lb^2 + CbLL \times quLL \times Lb^2) * 0.52 \\ &= (0.013 \times 11.4 \times 10.6^2 + 0.013 \times 4.8 \times 10.6^2) * 0.52 \\ &= 12.3 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Design of Bending Moment

Calculation of ($\emptyset \times Mn$) for minimum reinforcement:

$d = 280\text{mm}$, $bw = 120\text{mm}$

Minimum reinforcement (T-Section):

$$As (\text{minimum}) = 0.25 \times \frac{\sqrt{f'c}}{fy} \times bw \times d = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 280 = 100 \text{ mm}^2$$

OR

$$As (\text{minimum}) = 1.4/fy \times bw \times d = 1.4/420 \times 120 \times 280 = 112 \text{ mm}^2$$

$$As (\text{minimum}) = 1.12\text{cm}^2$$

→ Select **2 \emptyset 10** with $As = 157\text{mm}^2$

Design of Positive Moments:

For 2Ø10 with $A_s = 157\text{mm}^2$:

$$T = C \rightarrow 157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times a \times 120$$

$$\text{So, } a = 6.2 \text{ mm} < t_f = 80\text{mm}$$

$$\phi \times M_n = 0.9 \times 157 \times 420 \times (280 - 6.2/2) = 16.43 \text{ kN.m}$$

→ All of positive moments (M_{ua}^+) & (M_{ub}^+) with values $\leq 16.43 \text{ kN.m}$ are safe by the reinforcement of Ø10.

But;

In short way direction Ø10 is not sufficient.

→ Select 2Ø14 with $A_s = 307.8\text{mm}^2$:

$$T = C \rightarrow 307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times a \times 520$$

$$\text{So, } a = 12.18 \text{ mm} < t_f = 80\text{mm}$$

$$\phi \times M_n = 0.9 \times 307.8 \times 420 \times (280 - 12.18/2) = 31.86 \text{ kN.m}$$

➤ For negative moment use min reinforcement for shrinkage and temperature
So; Select Ø10

Check Strain:

$$T = C$$

$$A_s \times F_y = 0.85 \times F_c' \times a \times bE$$

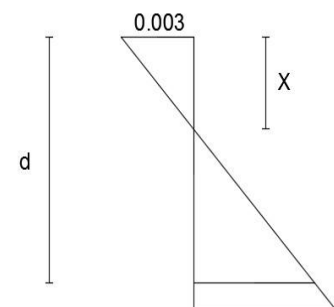
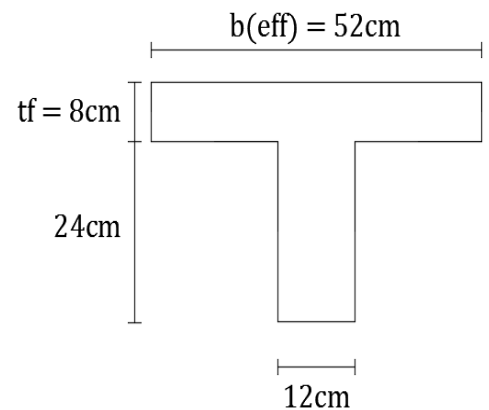
$$307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times a \times 520$$

$$a = 12.18 \text{ mm.}$$

$$\text{Since } F_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta = 0.85$$

$$\text{So, } x = a / \beta = 12.18 / 0.85 = 14.3 \text{ mm}$$

$$\frac{0.003}{14.3} = \frac{0.003 + \epsilon_s}{280} \Rightarrow \epsilon_s = 0.055 > 0.005 \dots \phi = 0.9 \text{ (OK)}$$



4.10 Design of One-Way Solid slab:

Material: -

$$\begin{aligned} \text{Concrete B300} & \quad F_c' = 24 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Reinforcement Steel} & \quad f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Cover} = 20 \text{ mm} & \quad \gamma_{con} = 25 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

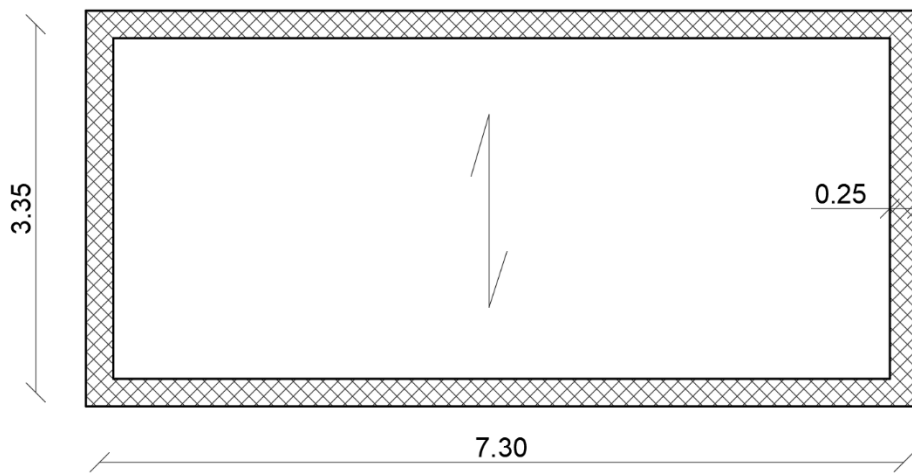


Figure 4.10.1 One-Way slab

- **Classification of slab one way or two-way solid slab**

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{7.30}{3.35} = 2.18 > 2.0 \rightarrow \text{So (One Way)}$$

4.10.1 Limitation of deflection:

(h) must be selected \geq (h) minimum according to ACI

“The calculation of deflection of a solid slab can be neglected if $h \geq h_{min}$ selected”

Table 4.1:

$$\text{Simply Supported} \rightarrow \frac{L}{20} = \frac{3.35}{20} = 0.167 \text{ m}$$

\therefore Select $h = 17 \text{ cm}$

4.10.2 Determination of load

➤ Dead load

For 1m strip:

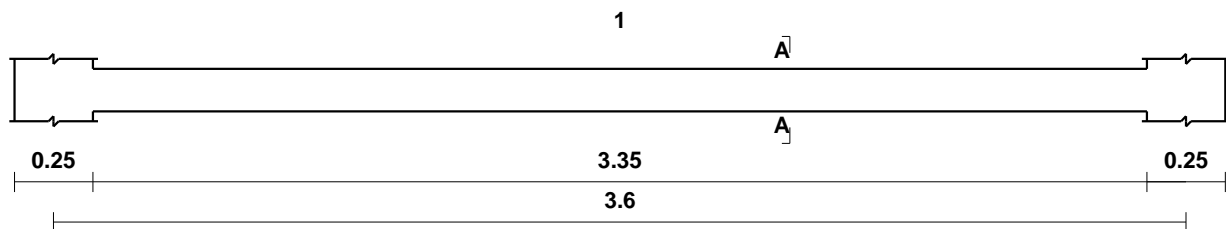
$$\text{Weight of slab} \rightarrow \gamma \times h = 25 \times 0.17 = 4.25 \text{ kN/m}$$

Snow Load = 0.625 kN/m → was calculated in CH3

➤ Factored load

$$P_u = 1.2 \times (4.25 + 0.625) = 5.85 \text{ kN/m}$$

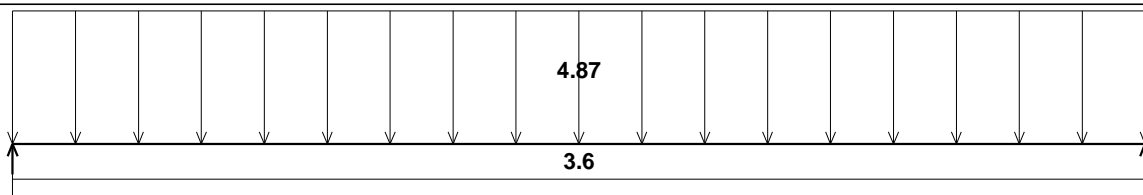
Geometry Units: meter, cm



Loading

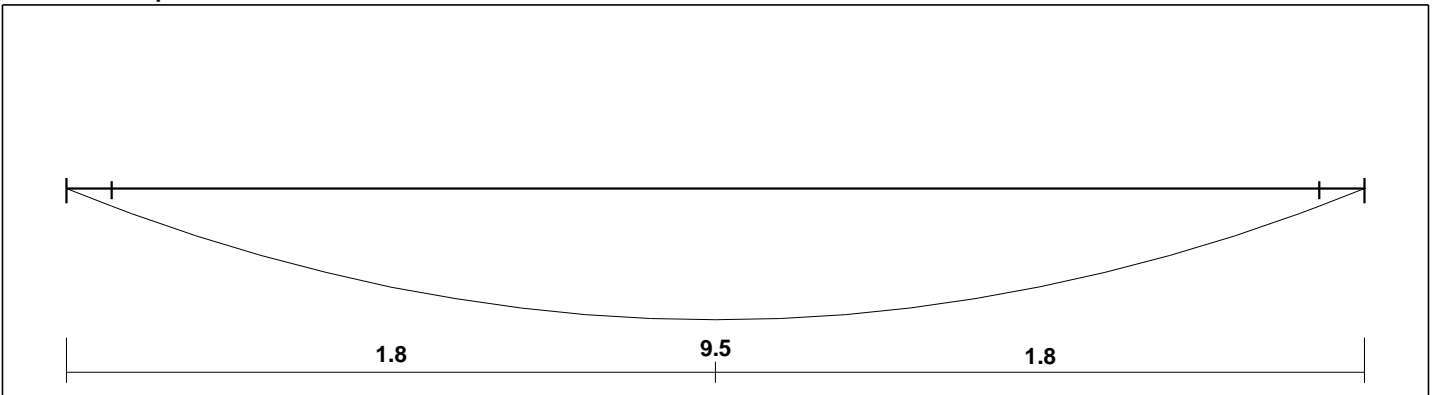
load group no. 1
Dead load - Service

Units: kN, meter

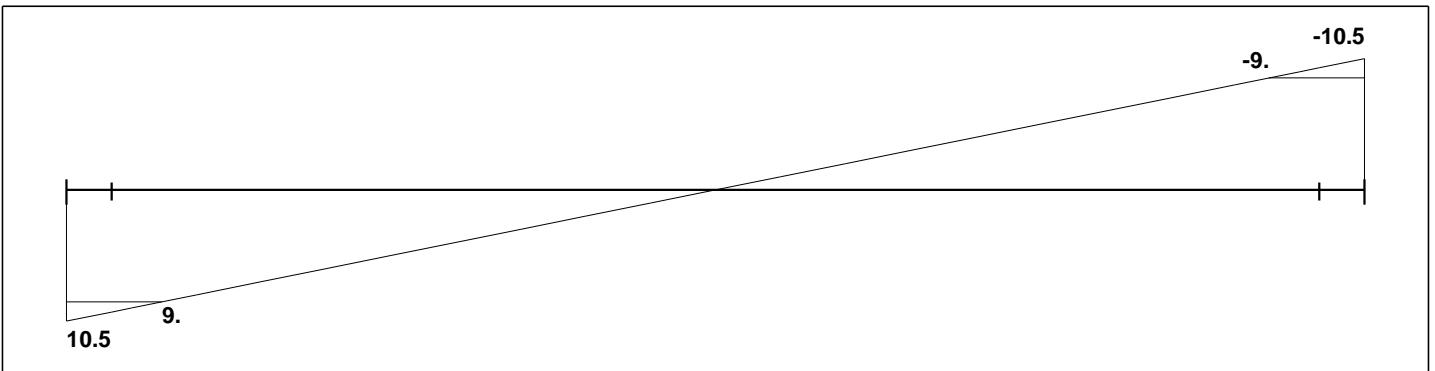


Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 1



Shear



Reactions

Factored

DeadR	10.53	10.53
LiveR	0.	0.
MaxR	10.53	10.53
MinR	10.53	10.53
Service		
DeadR	8.78	8.78
LiveR	0.	0.
MaxR	8.78	8.78
MinR	8.78	8.78

$$V_u = 10.5 \text{ kN}$$

$$M_u^+ = 9.5 \text{ kN.m}$$

Design of solid slab

Design of Solid Slab as rectangular section with $b = 1.00$ m and $h = 0.17$ m

Assume \emptyset steel=12 mm

$$d = 170 - 20 - \frac{12}{2} = 144 \text{ mm}$$

4.10.3 Design of Shear Force

Maximum V_u at the critical section = 9 kN

But,

$$\emptyset \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$\emptyset \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 144 = 88.2 \text{ kN}$$

$$\emptyset \times V_c = 88.2 \text{ kN} > V_u = 9 \text{ kN}$$

So, No Shear Reinforcement is required according to ACI

So, Thickness of solid slab (h) is sufficient for Shear Force

4.10.4 Design of Bending Moment

Design of maximum absolute value of moment to check the carrying capacity of section

Maximum $|M_u| = 9.5$ kN.m

Design of Positive Moment at Span(1), Maximum $M_u^+ = 9.5$ kN.m

“Design as a rectangular section with ($b = 1.0$ m)”

$$Kn = \frac{Mu/\emptyset}{bd^2} = \frac{\frac{9.5 \times 10^6}{0.9}}{1000 \times 144^2} = 0.51 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 \times F_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 \times Kn \times m}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.51 \times 20.58}{420}} \right) = 0.00123$$

$$A_s (req) = \rho \times b \times d = 0.00123 \times 1000 \times 144 = 177.17 \text{ mm}^2$$

- For Shrinkage & Temperature:

$$A_s(min) = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 170 = 306 \text{ mm}^2$$

$$A_s(req) = 177.17 \text{ mm}^2 < A_s(min) = 306 \text{ mm}^2$$

→ **Select $\phi 10/25 \text{ cm}$**

$$\text{with } A_s = 316 \text{ mm}^2 > A_s(req) = 306 \text{ mm}^2$$

Check Strain:

$$T = C \rightarrow A_s \times F_y = 0.85 \times F_c' \times a \times b$$

$$316 \times 420 = 0.85 \times 24 \times a \times 1000$$

$$\rightarrow a = 6.5 \text{ mm}$$

$$x = a / \beta = 6.5 / 0.85 = 7.65 \text{ mm}$$

$$\epsilon = \frac{0.003 \times d}{x} - 0.003 = \frac{0.003 \times 144}{7.65} - 0.003 = 0.053 > 0.005$$

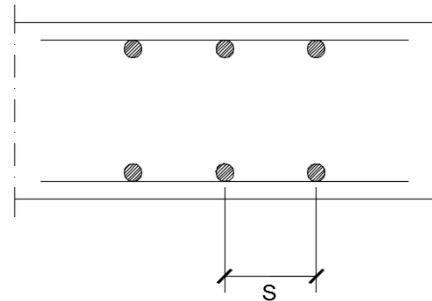
$$\phi = 0.9 \quad (\text{ok})$$

$$\phi 10/25 \text{ cm} > \min S = 2.5 + 1.0 = 3.5 \text{ cm}$$

$$< \max S = 3 * 17 = 51 \text{ cm}$$

$$\text{Or } = 45 \text{ cm}$$

$$\therefore S = 25 \text{ cm is O.k}$$



Select Mesh $\phi 10/25 \text{ cm}$ in both direction

4.11 Design of Steel Member in The Opening

4.11.1 Design of Beam

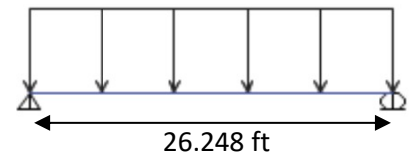
For Beams designed manually, simply supported is assumed:

$$W_u = 13 + 6.265 = 19.265 \text{ lb/ft}^2$$

$$w_u' = 19.265 \times 12.3 = 0.237 \text{ kips/ft}$$

$$M_u = \frac{1}{8} \times 0.237 \times (26.248)^2 = 20.41 \text{ kips.ft}$$

$$V_u = \frac{0.237 \times 26.248}{2} = 3.11 \text{ kips}$$



Design Using Charts

Assume Compact , and $L_b \leq L_p$ ($f_y = 50$ ksi)

1) $L_b = 26.248$ ft , $C_b^{(1)} = 1.14$

2) X \rightarrow L_b

y \rightarrow $M_u / C_b = 20.41 / 1.14 = 17.9$ k.ft

\rightarrow Try **W 8 \times 28**

From chart $\phi M_n = 84.2$ k.ft

$$C_b * \phi M_n = 1.14 * 84.21 = 96 \text{ k.ft}$$

$\phi M_p = 102$ k.ft \rightarrow from table Z_{xx}

$$\therefore \phi M_n = 96 \text{ k.ft} < \phi M_p$$

$$\therefore \phi M_n = 96 \text{ k.ft} > M_u = 20.41 \text{ k.ft} \dots (\checkmark)$$

¹ AISC Steel Construction Manual 14th Edition, Design of Flexure, Table3-1.

3) Check own weight :

$$W_{u_{new}} = 1.2 \left(\frac{23 \times 26.248}{1000} + 0.028 \right) = 0.758 \text{ Kip/ft}$$

$$M_{u_{new}} = \frac{1}{8} \times 0.758 \times (26.248)^2 = 65.28 \text{ kips.ft}$$

$$V_{u_{new}} = \frac{0.758 \times 26.248}{2} = 9.948 \text{ kips} < \phi V_n = 68.9 \text{ kips}$$

$$Z_{XX_{req}}_{new} = \frac{65.28 \times 12}{0.9 \times 50} = 17.4 < Z_{xx, section} = 27.2 \text{ in}^3 \dots \text{(ok)}$$

4) Deflection

$$\Delta_{max} \leq \frac{L}{240}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{max} &= \frac{5}{384} \left(\frac{wL^4}{EI_{xx}} \right) \\ &= \frac{5}{384} \left(\frac{0.23 (26.248 \times 12)^4}{29000 \times 98} \right) = 0.998 \text{ in} \end{aligned}$$

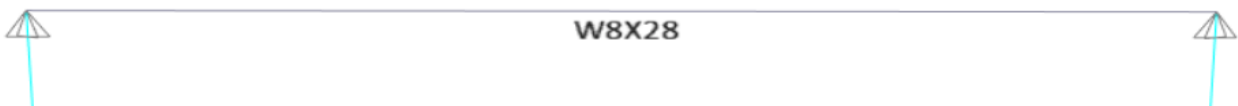
$$\Delta_{limit} = \frac{L}{240} = \frac{12 \times 26.248}{240} = 1.31 \text{ in} > \Delta_{max} = 0.99 \text{ in}$$

5) Classification of section :

No notation (f) Compact section(Ok)

∴ Select W 8 × 28

Design Using Etabs:



AISC Steel Construction Manual 14th Edition, Design of Flexure, Table3-2

Shape	Z_x	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF/Ω_b		L_p	L_r	I_x	V_{px}/Ω_v	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips
	in. ³	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ft	ft	in. ⁴	ASD	LRFD
W18×35	66.5	166	249	101	151	8.14	12.3	4.31	12.3	510	106	159
W12×45	64.2	160	241	101	151	3.80	5.80	6.89	22.4	348	81.1	122
W16×36	64.0	160	240	98.7	148	6.24	9.36	5.37	15.2	448	93.8	141
W14×38	61.5	153	231	95.4	143	5.37	8.20	5.47	16.2	385	87.4	131
W10×49	60.4	151	227	95.4	143	2.46	3.71	8.97	31.6	272	68.0	102
W8×58	59.8	149	224	90.8	137	1.70	2.55	7.42	41.6	228	89.3	134
W12×40	57.0	142	214	89.9	135	3.66	5.54	6.85	21.1	307	70.2	105
W10×45	54.9	137	206	85.8	129	2.59	3.89	7.10	26.9	248	70.7	106
W14×34	54.6	136	205	84.9	128	5.01	7.55	5.40	15.6	340	79.8	120
W16×31	54.0	135	203	82.4	124	6.86	10.3	4.13	11.8	375	87.5	131
W12×35	51.2	128	192	79.6	120	4.34	6.45	5.44	16.6	285	75.0	113
W8×48	49.0	122	184	75.4	113	1.67	2.55	7.35	35.2	184	68.0	102
W14×30	47.3	118	177	73.4	110	4.63	6.95	5.26	14.9	291	74.5	112
W10×39	46.8	117	176	73.5	111	2.53	3.78	6.99	24.2	209	62.5	93.7
W16×26 [†]	44.2	110	166	67.1	101	5.93	8.98	3.96	11.2	301	70.5	106
W12×30	43.1	108	162	67.4	101	3.97	5.96	5.37	15.6	238	64.0	95.9
W14×26	40.2	100	151	61.7	92.7	5.33	8.11	3.81	11.0	245	70.9	106
W8×40	39.8	99.3	149	62.0	93.2	1.64	2.46	7.21	29.9	146	59.4	89.1
W10×33	38.8	96.8	146	61.1	91.9	2.39	3.62	6.85	21.8	171	56.4	84.7
W12×26	37.2	92.8	140	58.3	87.7	3.61	5.46	5.33	14.9	204	56.1	84.2
W10×30	36.6	91.3	137	56.6	85.1	3.08	4.61	4.84	16.1	170	63.0	94.5
W8×35	34.7	86.6	130	54.5	81.9	1.62	2.43	7.17	27.0	127	50.3	75.5
W14×22	33.2	82.8	125	50.6	76.1	4.78	7.27	3.67	10.4	199	63.0	94.5
W10×26	31.3	78.1	117	48.7	73.2	2.91	4.34	4.80	14.9	144	53.6	80.3
W8×31 [†]	30.4	75.8	114	48.0	72.2	1.58	2.37	7.18	24.8	110	45.6	68.4
W12×22	29.3	73.1	110	44.4	66.7	4.68	7.06	3.00	9.13	156	64.0	95.9
W8×28	27.2	67.9	102	42.4	63.8	1.67	2.50	5.72	21.0	98.0	45.9	68.9
W10×22	26.0	64.9	97.5	40.5	60.9	2.68	4.02	4.70	13.8	118	49.0	73.4
W12×19	24.7	61.6	92.6	37.2	55.9	4.27	6.43	2.90	8.61	130	57.3	86.0
W8×24	23.1	57.6	86.6	36.5	54.9	1.60	2.40	5.69	18.9	82.7	38.9	58.3
W10×19	21.6	53.9	81.0	32.8	49.4	3.18	4.76	3.09	9.73	96.3	51.0	76.5
W8×21	20.4	50.9	76.5	31.8	47.8	1.85	2.77	4.45	14.8	75.3	41.4	62.1
ASD	LRFD	† Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 50$ ksi.										
		‡ Shape does not meet the h/t_w limit for shear in AISC Specification Section G2.1(a) with $F_y = 50$ ksi;										

Figure 4.11.1 Steel Design of flexure (Table 3-2)

4.11.2 Design of column

Design Criteria:

- Type of steel A992.
- W-shape.
- Length of column = 9.843 ft.
- Pinned – Pinned connection → (K =1)
- $P_u = 3.74$ kips + weight of column



Design Method : Area method – Trial And Error

[Assume $\phi = 0.9$, $F_{cr} = \frac{2}{3} F_y = \frac{2}{3} (50) = 33.34$ ksi]

$$\boxed{\times} \quad A_{g_{req}} = \frac{P_u}{\phi F_{cr}} = \frac{3.74}{0.9 \times 33.34} = 0.124 \text{ in}^2$$

$\boxed{\times}$ Try W 6 × 8 $\frac{1}{2}$

$$1- A_g = 2.52 \text{ in}^2 \geq 0.124 \text{ in}^2 \dots (\checkmark)$$

$$2- \frac{K \cdot L}{r_{min}} = \frac{1 \cdot 9.843 \cdot 12}{0.89} = 120.51 < 200 \dots (\checkmark)$$

3- By [Using table 4-22]:

$$\phi F_{cr} = 15.7 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = 15.7 \cdot 3.83 = 60 \text{ k} > P_u \dots (\checkmark)$$

4- Check Local Buckling :

No notation ©(✓)



∴ Select W 6 × 8 $\frac{1}{2}$

AISC Steel Construction Manual 14th Edition, Design of Compression Member, Table 4-22

$F_y = 35$ ksi			$F_y = 36$ ksi			$F_y = 42$ ksi			$F_y = 46$ ksi			$F_y = 50$ ksi			
$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi	
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD	
81	15.0	22.5	81	15.3	22.9	81	16.8	25.3	81	17.7	26.6	81	18.5	27.9	
82	14.9	22.3	82	15.1	22.7	82	16.6	25.0	82	17.5	26.3	82	18.3	27.5	
83	14.7	22.1	83	15.0	22.5	83	16.5	24.8	83	17.3	26.0	83	18.1	27.2	
84	14.6	22.0	84	14.9	22.3	84	16.3	24.5	84	17.1	25.8	84	17.9	26.9	
85	14.5	21.8	85	14.7	22.1	85	16.1	24.3	85	16.9	25.5	85	17.7	26.5	
86	14.4	21.6	86	14.6	22.0	86	16.0	24.0	86	16.7	25.2	86	17.4	26.2	
87	14.2	21.4	87	14.5	21.8	87	15.8	23.7	87	16.5	24.9	87	17.2	25.9	
88	14.1	21.2	88	14.3	21.6	88	15.6	23.5	88	16.4	24.6	88	17.0	25.5	
89	14.0	21.0	89	14.2	21.4	89	15.5	23.2	89	16.2	24.3	89	16.8	25.2	
90	13.8	20.8	90	14.1	21.2	90	15.3	23.0	90	16.0	24.0	90	16.6	24.9	
91	13.7	20.6	91	13.9	21.0	91	15.1	22.7	91	15.8	23.7	91	16.3	24.6	
92	13.6	20.4	92	13.8	20.8	92	15.0	22.5	92	15.6	23.4	92	16.1	24.2	
93	13.5	20.2	93	13.7	20.5	93	14.8	22.2	93	15.4	23.1	93	15.9	23.9	
94	13.3	20.0	94	13.5	20.3	94	14.6	22.0	94	15.2	22.8	94	15.7	23.6	
95	13.2	19.9	95	13.4	20.1	95	14.4	21.7	95	15.0	22.6	95	15.5	23.3	
96	13.1	19.7	96	13.3	19.9	96	14.3	21.5	96	14.8	22.3	96	15.3	22.9	
97	13.0	19.5	97	13.1	19.7	97	14.1	21.2	97	14.6	22.0	97	15.0	22.6	
98	12.8	19.3	98	13.0	19.5	98	13.9	21.0	98	14.4	21.7	98	14.8	22.3	
99	12.7	19.1	99	12.9	19.3	99	13.8	20.7	99	14.2	21.4	99	14.6	22.0	
100	12.6	18.9	100	12.7	19.1	100	13.6	20.5	100	14.1	21.1	100	14.4	21.7	
101	12.4	18.7	101	12.6	18.9	101	13.4	20.2	101	13.9	20.8	101	14.2	21.3	
102	12.3	18.5	102	12.5	18.7	102	13.3	20.0	102	13.7	20.6	102	14.0	21.0	
103	12.2	18.3	103	12.3	18.5	103	13.1	19.7	103	13.5	20.3	103	13.8	20.7	
104	12.1	18.1	104	12.2	18.3	104	12.9	19.5	104	13.3	20.0	104	13.6	20.4	
105	11.9	17.9	105	12.1	18.1	105	12.8	19.2	105	13.1	19.7	105	13.4	20.1	
106	11.8	17.7	106	11.9	17.9	106	12.6	19.0	106	12.9	19.4	106	13.2	19.8	
107	11.7	17.5	107	11.8	17.7	107	12.4	18.7	107	12.8	19.2	107	13.0	19.5	
108	11.5	17.3	108	11.7	17.5	108	12.3	18.5	108	12.6	18.9	108	12.8	19.2	
109	11.4	17.2	109	11.5	17.3	109	12.1	18.2	109	12.4	18.6	109	12.6	18.9	
110	11.3	17.0	110	11.4	17.1	110	12.0	18.0	110	12.2	18.3	110	12.4	18.6	
111	11.2	16.8	111	11.3	16.9	111	11.8	17.7	111	12.0	18.1	111	12.2	18.3	
112	11.0	16.6	112	11.1	16.7	112	11.6	17.5	112	11.8	17.8	112	12.0	18.0	
113	10.9	16.4	113	11.0	16.5	113	11.5	17.3	113	11.7	17.5	113	11.8	17.7	
114	10.8	16.2	114	10.9	16.3	114	11.3	17.0	114	11.5	17.3	114	11.6	17.4	
115	10.7	16.0	115	10.7	16.2	115	11.2	16.8	115	11.3	17.0	115	11.4	17.1	
116	10.5	15.8	116	10.6	16.0	116	11.0	16.5	116	11.1	16.7	116	11.2	16.8	
117	10.4	15.6	117	10.5	15.8	117	10.8	16.3	117	11.0	16.5	117	11.0	16.5	
118	10.3	15.5	118	10.4	15.6	118	10.7	16.1	118	10.8	16.2	118	10.8	16.2	
120	10.0	15.1	120	10.1	15.2	120	10.4	15.6	120	10.4	15.7	120	10.4	15.7	
ASD		LRFD													
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$													

Figure 4.11.2 Design of compression member (Table 4-22)

4.12. Design of Column (C 85)

Material: -

- ⇒ concrete B350 $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$
- ⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$
- ⇒ ϕ steel = 20mm ϕ stirrup = 10 mm
- ⇒ Cover = 40 mm

Load Calculation: - (From Column Group CG. L)

- **Service Load: -**
Dead Load = 2016 KN
Live Load = 975 KN
- **Factored Load: -**
 $P_u = 1.2 \times 2016 + 1.6 \times 975 = 3979.2 \text{ KN}$

Dimensions of Column: -

Assume Centrally loaded short column

Assume $\rho_g = 0.01$

$$\phi * P_n = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 f_c'(1 - \rho_g) + \rho_g * F_y\}$$

$$3979.2 \times 10^3 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 * 28 (1 - 0.01) + 0.01 * 414\}$$

$$A_g = 290785.366 \text{ mm}^2$$

Assume Rectangular Section

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$b = 313670.56 / 500 = 581.57 \text{ mm}$$

$$\text{Select } \rightarrow b = 650 \text{ mm}$$

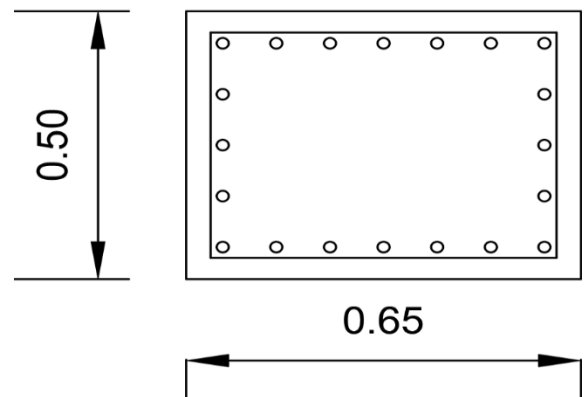


Figure 4.12.1 Column C85 Section

4.12.1. Classification of column section:

Check Slenderness Parameter: -

$$\frac{K L_u}{R} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40 \quad \dots \dots \dots ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor. According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor k, shall be permitted to be taken as 1.0.

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3 h$ For rectangular section.

Lu = 4.10 m

M1/M2 = 1

K=1 for columns in braced frame.

- System about X-Axis

$$\frac{K_x L_x}{R_x} = \frac{1.0 \times 4.10}{0.3 \times 0.5} = 27.33$$

System is braced,

$$27.33 \leq 34 - 12 \left(\frac{0}{0}\right) \leq 40 \dots \dots \dots 27.33 > 22$$

∴ System is long about X

- System about Y-Axis

$$\frac{K_y L_y}{R_y} = \frac{1.0 \times 4.10}{0.3 \times 0.65} = 21.02$$

System is braced,

$$21.02 \leq 34 - 12 \left(\frac{0}{0}\right) \leq 40 \dots \dots \dots 21.02 < 22 < 40$$

∴ System is Short about Y

4.12.2. Bressler equation:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{n_x}} + \frac{1}{P_{n_y}} + \frac{1}{P_o}$$

$P_{n_x} = P_n$ for short column without any eccentricity = P_o

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_o} + \frac{1}{P_{n_y}} - \frac{1}{P_o} = \frac{1}{P_{n_y}}$$

Nominal axial strength column $P_n = P_{n_y}$ in e_y direction (long)

4.12.3. Minimum Eccentricity (min e):

$$\min e = 15 + 0.03 h$$

h in the direction of $e_y = 500 \text{ mm}$

$$\min e = 15 + 0.03 \times 500 = 30 \text{ mm}$$

4.12.4. Factored Load:

$$\text{Column weight} = 4.1 \times 0.5 \times 0.65 \times 25 = 33.31 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2 \times (2016 + 33.31) + 1.6 \times 975 = 4019.17 \text{ KN}$$

$$M_{u_x} = \min e \times P_u = 0.03 \times 4019.17 = 120.57 \text{ KN.m}$$

4.12.5. Magnification Factor (δ_{ns}):

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{0.75 \times P_{cr}}\right)} \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{0}{0}\right) = 1.0$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times (E \times I)}{(k \times L_u)^2}$$

$$E * I = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + B_d}, \quad B_d = \frac{1.2 * P_D}{1.2 * P_D + 1.6 * P_L}, \quad I_g = \frac{bh^3}{12}, \quad E_c = 4750 \times \sqrt{f_c'}$$

$$B_d = \frac{1.2 \times 2049.31}{4019.17} = 0.61$$

$$E * I = \frac{0.4 \times 4750 \times \sqrt{28} \times 650 \times \frac{500^3}{12}}{1 + 0.61} = 42.28 \text{ MN/m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times 42.28}{(1 \times 4.1)^2} = 24.79 \text{ MN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - \left(\frac{4019.17}{0.75 \times 24798.5}\right)} = 1.27 \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

4.12.6. Design of moment M_{nx} :

$$M_{nx} = \delta_{ns} \times Mu = 1.27 \times 120.57 = 153.12 \text{ KN.m}$$

$$e_y = \delta_{ns} \times \min e = 1.27 \times 0.03 = 0.038 \text{ m}$$

Interaction Diagram:

$$e_y = 0.038 \text{ m} \quad , \quad h = 0.5 \text{ m}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{0.038}{0.5} = 0.076$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{500 - 2 \times \left(40 + 10 + \frac{20}{2}\right)}{500} = 0.76$$

From Charts: -

- Form Diagram A-9b ($\gamma = 0.75$)

$$\frac{\phi \times P_n}{A_g} = \frac{Pu}{A_g} \quad , \quad \frac{4.019}{0.5 \times 0.65} \times \frac{145}{1000} = 1.79 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = \min \rho_g = 0.01$$

- Form Diagram A-9c ($\gamma = 0.9$)

$$\rho_g = \min \rho_g = 0.01$$

$$\text{So, } \rho_g = \min \rho_g = 0.01$$

→ Select the reinforcement

$$A_{s_{req}} = \rho \times A_g = 0.01 \times 65 \times 50 = 32.5 \text{ cm}^2$$

∴ Select **12Ø20**

With $A_{s_{prov}} = 37.68 \text{ cm}^2$

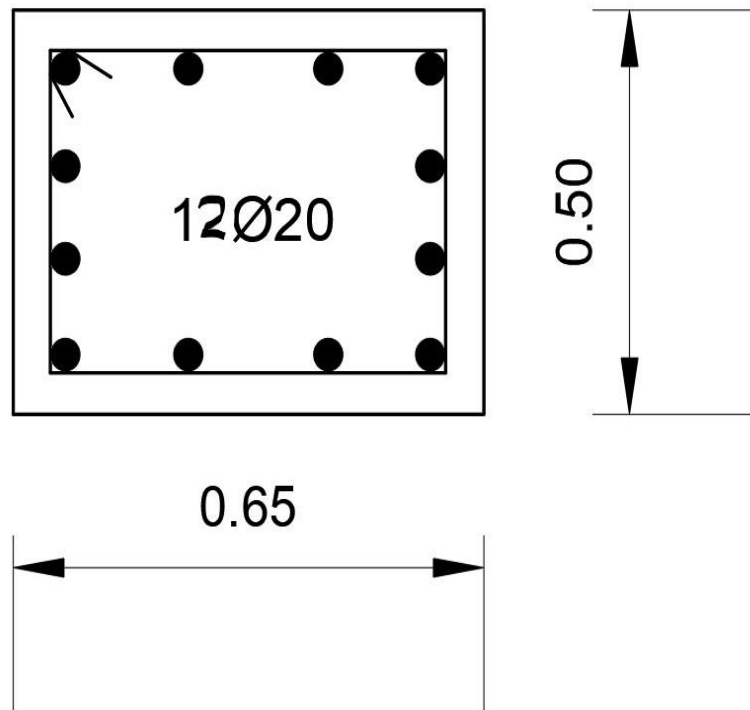


Figure 4.12.2 Column Reinforcement

4.13. Design of the Basement Wall

Material: -

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

$\gamma_{soil} = 25 \text{ KN/m}^3$, $\phi_{soil} = 35.0^\circ$

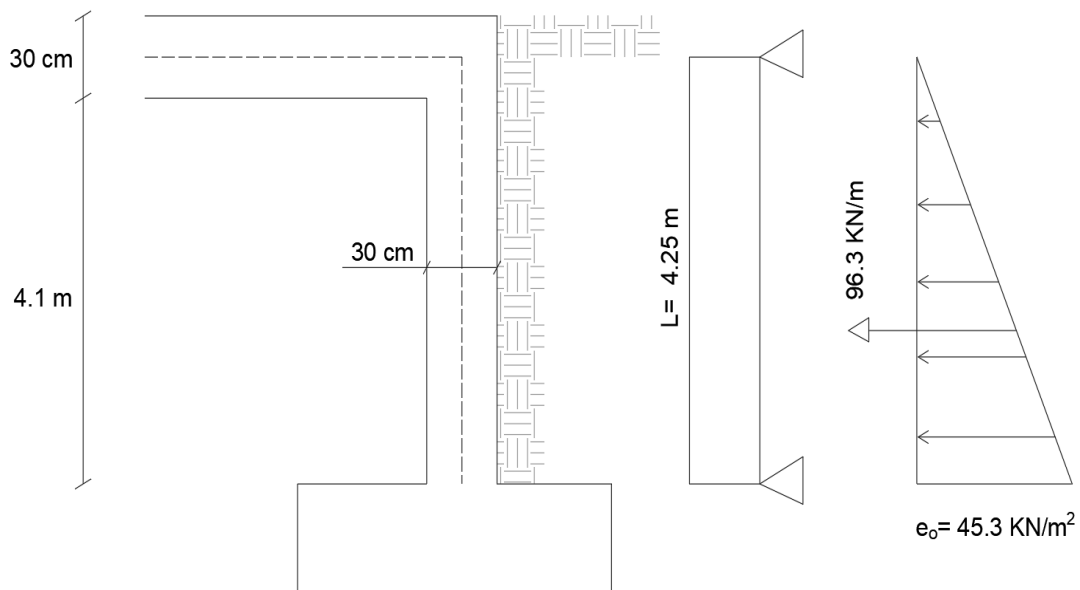
Cover = 3cm , Wall Hight = 4.10 m

4.13.1. System and loads

$$k_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 35 = 0.426$$

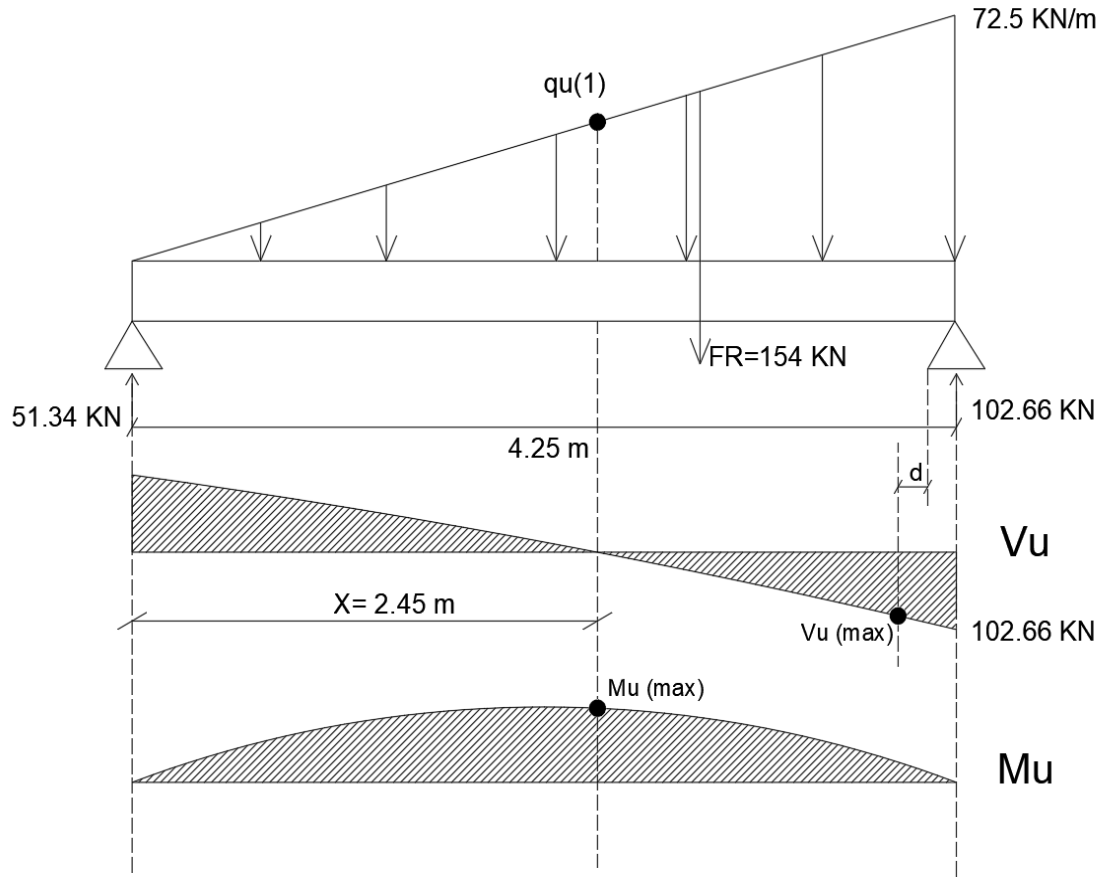
$$e_o = k_o \times \gamma \times h = 0.426 \times 25 \times 4.25 = 45.3 \text{ KN/m}^2$$

$$E_o = e_o \times \frac{h}{2} = 45.3 \times \frac{4.25}{2} = 96.27 \text{ KN/m}$$



- For (1m) strip

Factored loads (qu) = $1.6 \times E = 1.6 \times (45.3) = 72.48 \text{ KN/m}$



$$\Sigma M_{RA} = 0$$

$$+\left(\frac{qu \times L}{2} \times \frac{2}{3} \times L\right) - \frac{By}{L} = 0 \quad \rightarrow \quad +\left(\frac{72.5 \times 4.25}{2} \times \frac{2}{3} \times 4.25\right) - By/4.25 = 0$$

$$By = 102.66.25 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad Ay = 51.34 \text{ KN}$$

4.13.2. Design of Shear Force

Assume (h) of the wall = 30 cm → assume $\phi 20$ Steel

Effective d : –

$$d = 300 - 30 - 20 = 250 \text{ mm}$$

Maximum shear value (V_u) at distance d from the face of support

$$V_{u_{max}} = B_y - (d \times q_u) = 102.66 - (0.25 \times 72.5) = 84.53 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 250 = 153.09 \text{ kN} > V_u = 84.53 \text{ kN}$$

∴ $h = 30 \text{ cm}$; is Ok

4.13.3. Design of Bending Moment

$M_{u_{max}}$ at $V_u = 0$

$$V_u = 0 \rightarrow A_y - q_{u(1)} \times \frac{x}{2} = 0$$

$$q_{u(1)} = \frac{72.5}{4.25} \times x$$

$$51.34 - \frac{72.5}{2 \times 4.25} \times x^2 = 0$$

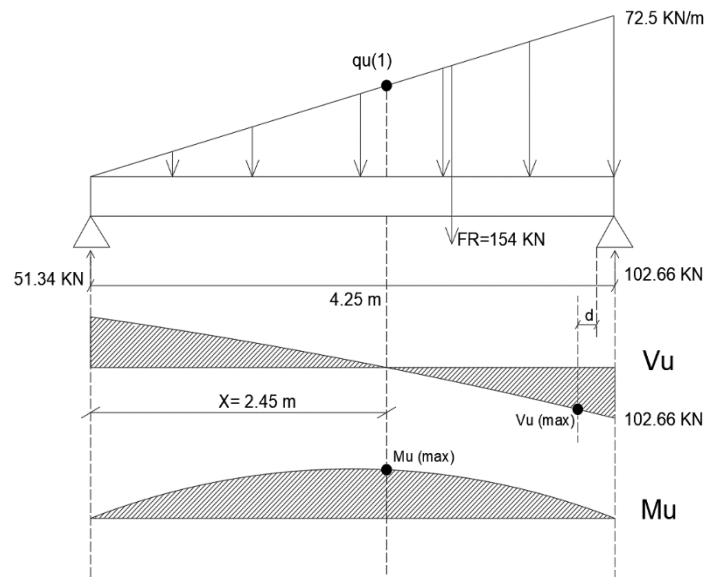
$$8.53 x^2 - 51.34 = 0$$

$$\rightarrow x = 2.45 \text{ m}$$

$$q_{u(1)} = \frac{72.5}{4.25} \times 2.45 = 41.8 \text{ kN/m}$$

→ Section at (x) = 2.45 m

$$M_{u_{max}} = 51.34 \times 2.45 - 41.8 \times 2.45 \times 0.5 \times \frac{1}{3} \times 2.45 = 83.97 \text{ kN.m}$$



4.13.4. Design of Flexure

$$m = \frac{F_y}{0.85 \times F_{c'}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{83.97}{0.9} = 93.3 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{93.3 \times 10^6}{1000 \times 250^2} = 1.49 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{F_y}} \right) \right) = \frac{1}{20.58} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times 1.49 \times 20.58}{420}} \right) \right) = 3.7 \times 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = \rho_{req} \times b \times d = 0.0037 \times 100 \times 25 = 9.23 \text{ cm}^2$$

– Check for $A_{s \text{ min}}$:

$$A_{s_{min}} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 30 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

∴ Select **5Ø16/m**, with $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ → (tension face)

→ **Ø16/20cm**

– Design of compression face :

$$A_s = A_{s_{min}} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 30 = 3.6 \text{ cm}^2$$

∴ Select **5Ø10/m**, with $A_s = 3.95 \text{ cm}^2$ → (Compression face)

→ **Ø10/20 cm**

– Design of Horizontal Reinforcement :

$$A_s = A_{s_{min}}$$

According to ACI: $A_{s_{min}}$ for two layers = $0.002 \times b \times h$

$$\text{For one layer; } A_{s_{min}} = 0.001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

∴ Select **Ø10/25 cm**

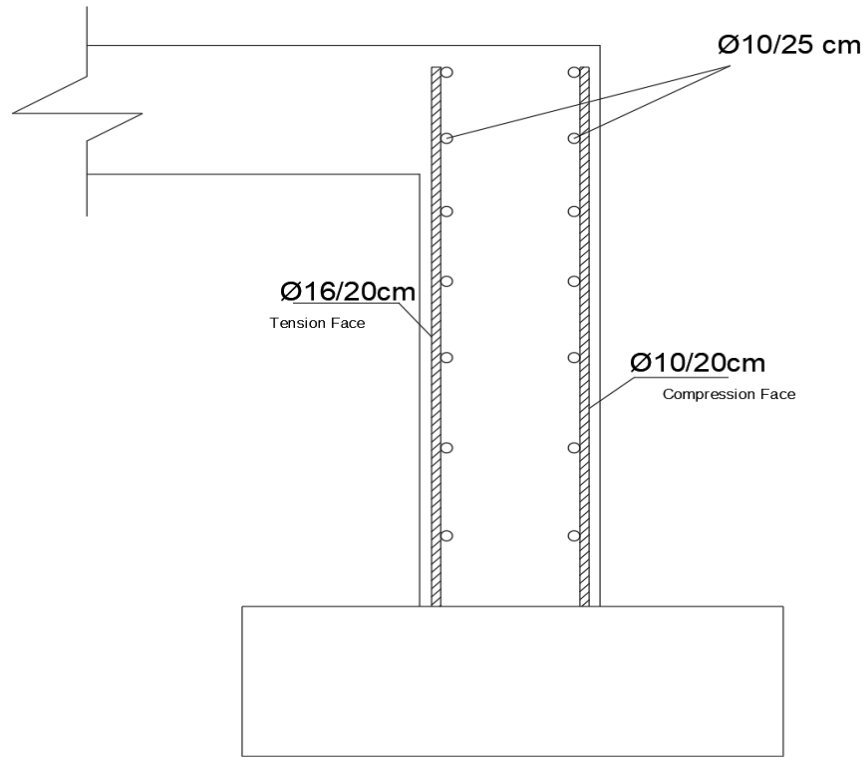


Figure 4.13.1 Basement Wall Reinforcement

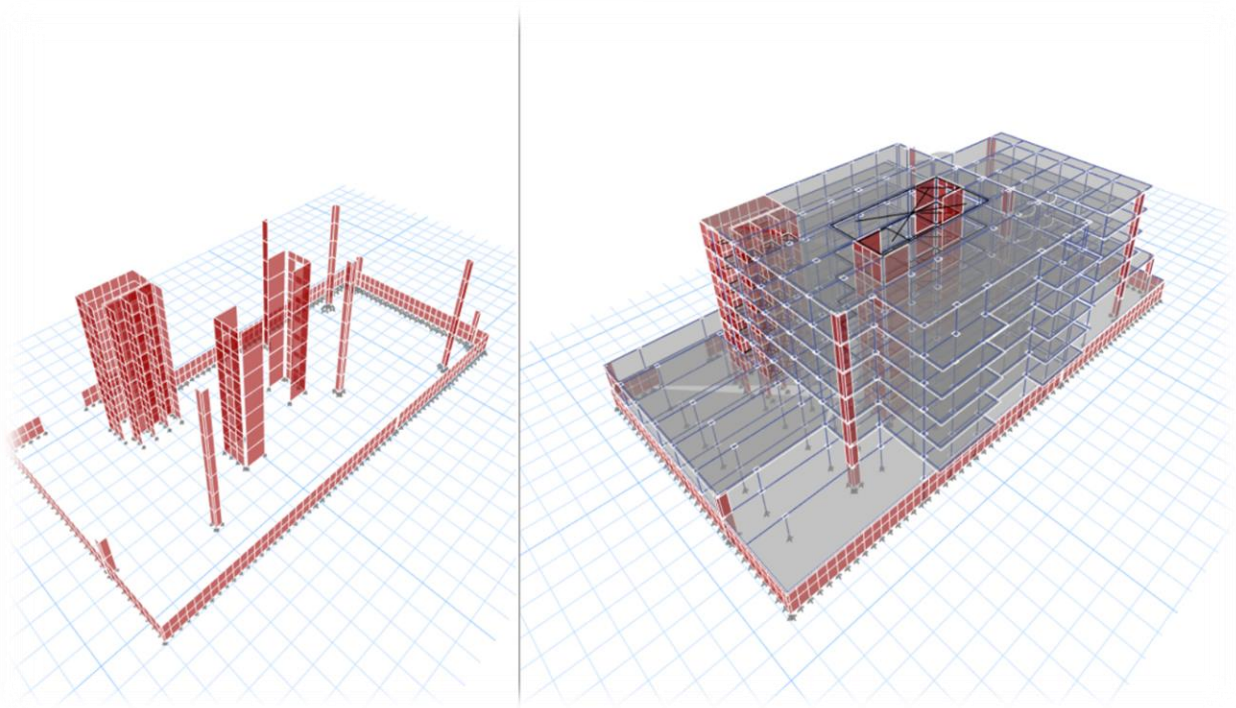


Figure 4.13.2 Etabs Modeling

4.14. Design of Shear Wall (W12)

Material and Section: -

concrete B350 $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Wall thickness = 30 cm , Cover = 3 cm

$L_w = 7.5 \text{ m}$, $h_w = 23.3 \text{ m}$

4.14.1. Analysis

$$P_u = 0 \rightarrow N_u = 0 ; \sum F_x = 0 \rightarrow V_u = 2780 \text{ KN}$$

$$\sum \text{Moment} (M_u) = 37854 \text{ KN.m}$$

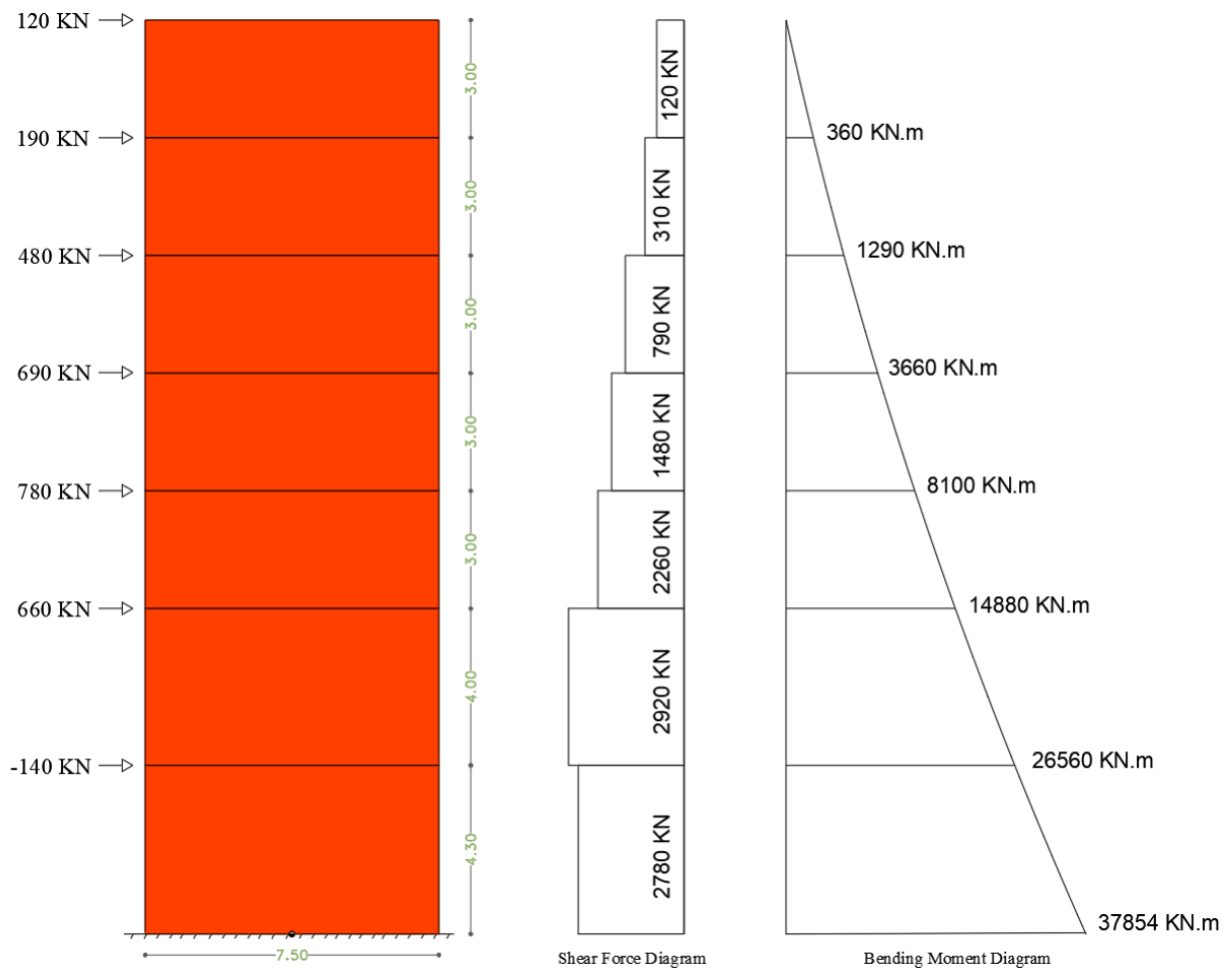


Figure 4.14.1 Shear Wall Forces

- **Determination of (Mu1):**

Where, $L_w < h_w$

Controlled section for $\left(Mu = \frac{L_w}{2}\right)$ from the base of shear wall.

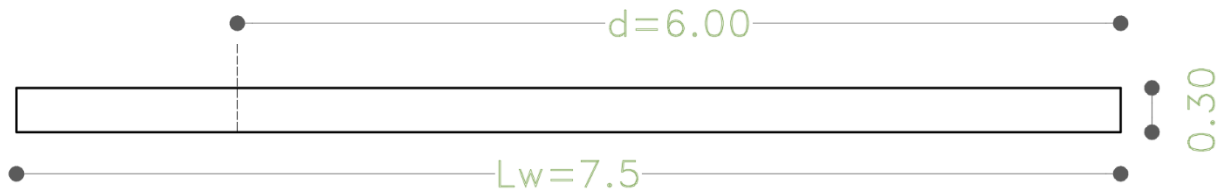
$$L_w/2 = 7.5/2 = 3.75 \text{ m}$$

$$\therefore Mu_1 = 37854 - 3.75 \times 2780 = 27430 \text{ KN.m}$$

4.14.2. Design

Design as rectangular section with;

$$\text{Since } L_w < h_w \rightarrow d = 0.8 * L_w = 0.8 * 7.5 = 6.0 \text{ m}$$



2.1. Design of Horizontal Reinforcement for Story (1):

Horizontal reinforcement to resist factored shear force V_u .

$$V_u = V_{u_{max}} = 2920 \text{ KN}$$

$V_c =$ The smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 300 \times 6000 = 1587.45 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$V_c = \frac{1}{4} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d + \frac{Nu \times d}{4 \times L_w} = \frac{1}{4} \times \sqrt{28} \times 300 \times 600 + 0 = 2381.18 \text{ KN}$$

$$V_c = \left(0.5 \times \sqrt{f_{c'}} + \frac{L_w \times \left(\sqrt{f_{c'}} + \left(\frac{2 \times Nu}{L_w \times h} \right) \right)}{\left(\frac{Mu_1}{V_u} \right) - \left(\frac{L_w}{2} \right)} \right) \times \frac{h \times d}{10}$$

$$= \left(0.5 \times \sqrt{28} + \frac{7.5 \times (\sqrt{28} + 0)}{\left(\frac{27430}{2920}\right) - \left(\frac{7.5}{2}\right)} \right) \times \frac{300 \times 6000}{10} = 1741.95 \text{ KN}$$

$$\therefore \phi \times V_c = 0.75 \times 1587.45 = 1190.6 \text{ KN} < V_u = 2920 \text{ KN}$$

→ **Horizontal reinforcement is required**

$$\phi \times V_c + \phi \times V_s = V_u$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2920}{0.75} - 1587.45 = 2305.88 \text{ KN}$$

(will be carried for horizontal reinforcement)

$$\frac{A_{vh}}{s} = \frac{V_s}{f_y * d}$$

$$\frac{A_{vh}}{s} = \frac{2305.88 * 1000}{420 * 6000} = 0.915$$

$$\left(\frac{A_{vh}}{s}\right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 300 = 0.75$$

$$\left(\frac{A_{vh}}{s}\right)_{req} > \left(\frac{A_{vh}}{s}\right)_{\min} \rightarrow \frac{A_{vh}}{s} = 0.915 \dots \text{is control}$$

- According to (ACI) - step (s) must not be greater than:

$$S_{max} = \frac{Lw}{5} = \frac{7500}{5} = 1500 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 3 * h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm} \dots \text{Control}$$

Assume Ø12 steel

$$A_{vh} = 2 \text{ legs} \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 226 \text{ mm}^2$$

$$S_{req} = A_{vh} / 0.915 = 226 / 0.915 = 247 \text{ mm}$$

$$\text{select } S = 200 \text{ mm} < S_{max} = 450 \text{ mm ok}$$

Select Ø12@200mm at each side

2.2. Design of uniform distributed vertical reinforcement for Story (1):

Vertical reinforcement to resist N_u and apart of M_u .

$$A_{vv} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) \times \left(\frac{A_{vh}}{S_{horizontal} * h} - 0.0025 \right) \right] \times h \times S_{vertical}$$

$$\frac{A_{vv}}{s} = \left[0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{23.3}{7.5} \right) \times \left(\frac{2 \times 113}{200 \times 300} - 0.0025 \right) \right] \times 300 = 0.94$$

$$\text{Where} \rightarrow \left(2.5 - \frac{23.3}{7.5} \right) \leq 2.5$$

Select $\emptyset 12$ - 2 layers

$$A_{vv} = 2 * 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\frac{226}{s} = 0.94, S_{req} = 240.4 \text{ mm}$$

\rightarrow Select $S = 200 \text{ mm}$

- According to (ACI) - step (s) must not be greater than:

$$S_{max} = \frac{L_w}{3} = \frac{7500}{3} = 2500 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 3 * h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 450 \text{ mm} \dots \text{Control}$$

$$S = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

Select $\emptyset 12 @ 200 \text{ mm}$ at each side

Check for Boundary reinforcement

- Part of moment that resisted through (A_{vv}):

$$A_{sv} = 2 \times 113 \times \frac{7500}{200} = 8475 \text{ mm}^2$$

$$\frac{z}{L_w} = \frac{1}{2 + \left(\frac{0.85 * \beta * f_c' * L_w * h}{A_{sv} * f_y} \right)} = \frac{1}{2 + \left(\frac{0.85 * 0.8 * 28 * 7500 * 300}{8475 * 420} \right)} = 0.071$$

$$M_{uv} = 0.9 * \left(0.5 * A_{sv} * f_y * L_w * \left(1 - \frac{z}{2 * L_w} \right) \right)$$

$$= 0.9 * \left[0.5 * 8475 * 420 * 7500 * \left(1 - \frac{0.071}{2} \right) \right] = 11586.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{uv} = 11586.8 \text{ KN.m} < M_u = 37854 \text{ KN.m}$$

Boundary steel is required

$$M_{u_B} = M_u - M_{uv} = 37854 - 11586.8 = 26267.16 \text{ kN.m}$$

$$X \geq \frac{L_w}{600 * \left(\frac{\Delta u}{h_w} \right)} = 7500 / (600 * 0.009) = 1388.88 \text{ mm}$$

X: Length of compression zone

$$L_B \geq X/2 = 1388.88 / 2 = 694.44 \text{ mm} \dots \text{control}$$

$$\geq x - 0.1 * L_w = 1388.88 - 0.1 * 7500 = 638.88 \text{ mm}$$

But; Select $L_B = 100 \text{ cm}$

$$A_{s_B} = \frac{M_{u_B} / \phi}{f_y * (L_w - L_B)} = \frac{26267.16 * \frac{10^6}{0.9}}{420 * (7500 - 1000)} = 10690.74 \text{ mm}^2$$

Boundary reinforcement is too much → So increase vertical steel spacing

Select $\phi 14@150\text{mm}$ at each side → Vertical reinforcement

$$A_{sv} = 15400 \text{ mm}^2$$

$$M_{uv} = 20792.6 \text{ kN.m} \rightarrow M_{u_B} = 17061 \text{ kN.m}$$

$$A_{s_B} = \frac{M_{u_B} / \phi}{f_y * (L_w - L_B)} = \frac{17061 * 10^6}{420 * (7500 - 1000)} = 6944 \text{ mm}^2$$

Select $23\phi 20$ with $A_s = 7222\text{mm}^2$

4.15. Design of stairs

- Material: -**
- ⇒ concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
 - ⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$
 - ⇒ \emptyset steel = 20 mm Cover = 20 mm
 - ⇒ Live load = 4 kN/m²

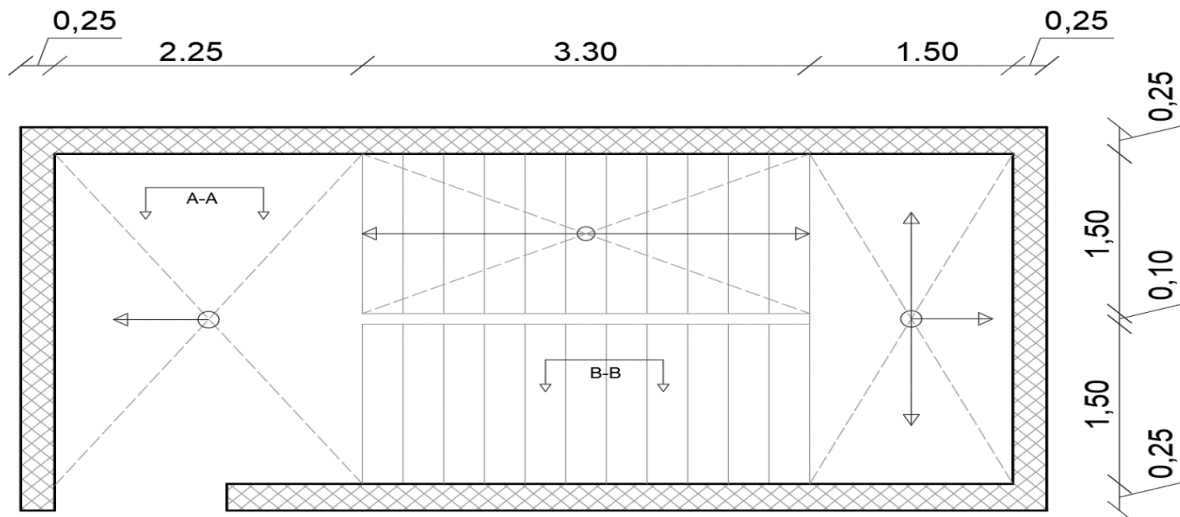


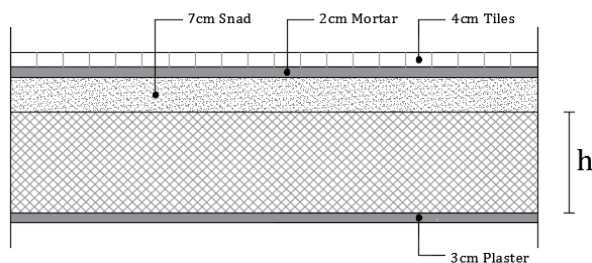
Figure 4.15.1 Stairs Plan

- Densities: -

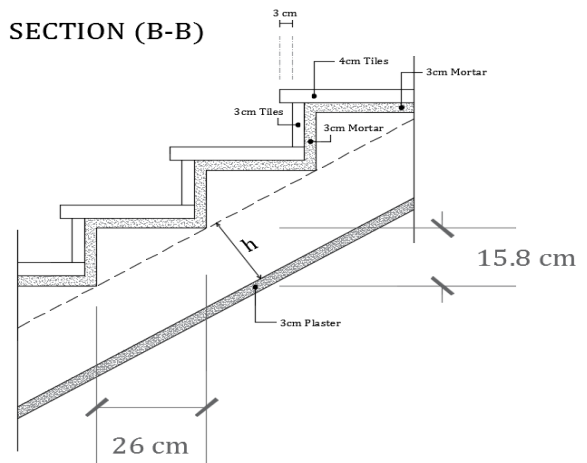
γ plaster = 22 kN/m³, γ tiles = 23 kN/m³, γ mortar = 22 kN/m³

γ concrete = 25 kN/m³, γ sand = 16 kN/m³

SECTION (A-A)



SECTION (B-B)



4.15.1. Design of Flight & Landing (Frame)

Structural system of flight is shown in the following figure with (L = 6.0 m)

Limitation of deflection

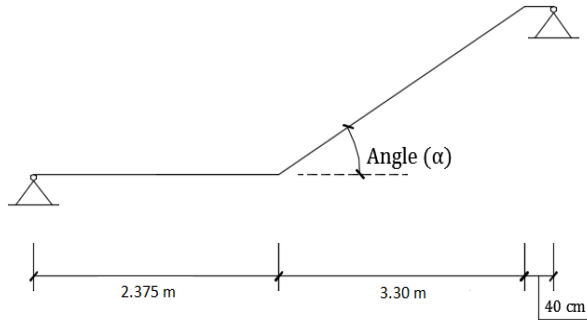
$$\text{minimum } (h) = \frac{L}{20} = \frac{6.0}{20} = 0.3 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Select } h = 30 \text{ cm}$$

- To determine Angle (α):

$$\tan \alpha = \frac{0.18}{0.3} = 0.60$$

$$\alpha = 31^\circ$$



Loads of Flight

- Dead Loads:

Dead Loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Plaster	$22 \times 0.03 \times 1\text{m} \times \frac{1}{\cos 31^\circ}$	0.79
Flight	$25 \times 0.3 \times 1\text{m} \times \frac{1}{\cos 31^\circ}$	8.96
Triangle	$25 \times 0.5 \times 0.18 \times 1\text{m}$	2.25
Horizontal Mortar	$22 \times 0.03 \times 1\text{m}$	0.66
Vertical Mortar	$22 \times 0.03 \times 1\text{m} \times \frac{0.18}{0.3}$	0.4
Horizontal Tiles	$23 \times 0.04 \times 1\text{m} \times \frac{0.33}{0.3}$	1.01
Vertical Tiles	$23 \times 0.03 \times 1\text{m} \times \frac{0.18}{0.3}$	0.42
Dead Loads (SUM)		14.5

Table 4.15.1: Dead Loads for Flight

- Live loads:

From tables of Jordanian code → Live loads = $4.0 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m (strip)} = 4.0 \text{ kN/m}$

→ Factored Load (Wu1):

$$Wu1 = 1.2 \times \text{Dead Load} + 1.6 \times \text{Live Load}$$

$$= 1.2 \times 14.5 + 1.6 \times 4.0$$

$$= \mathbf{23.8 \text{ kN/m}}$$

Loads of Landing

- Dead Loads:

Dead Loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Plaster	$22 \times 0.03 \times 1\text{m}$	0.66
Landing	$25 \times 0.3 \times 1\text{m}$	7.5
Sand	$16 \times 0.07 \times 1\text{m}$	1.12
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Tiles	$23 \times 0.04 \times 1\text{m}$	0.92
Dead Loads (SUM)		10.6

Table 4.15.2: Dead Loads for Landing

→ Factored Load (Wu2):

$$Wu2 = 1.2 \times \text{Dead Load} + 1.6 \times \text{Live Load}$$

$$= 1.2 \times 10.6 + 1.6 \times 4.0$$

$$= \mathbf{19.12 \text{ kN/m}}$$

Internal Forces

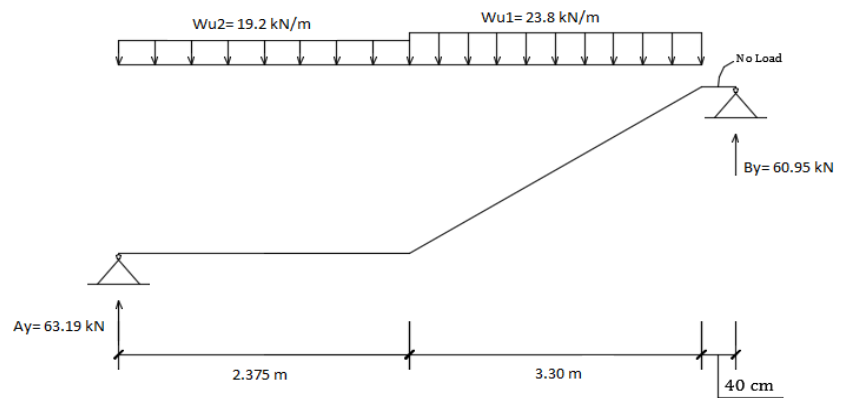
To find support reactions

(A_y) & (B_y):

\sum Moment (A) = Zero

→ $B_y = 60.95 \text{ kN}$

→ $A_y = 63.19 \text{ kN}$



(1) Shear Force Diagram:

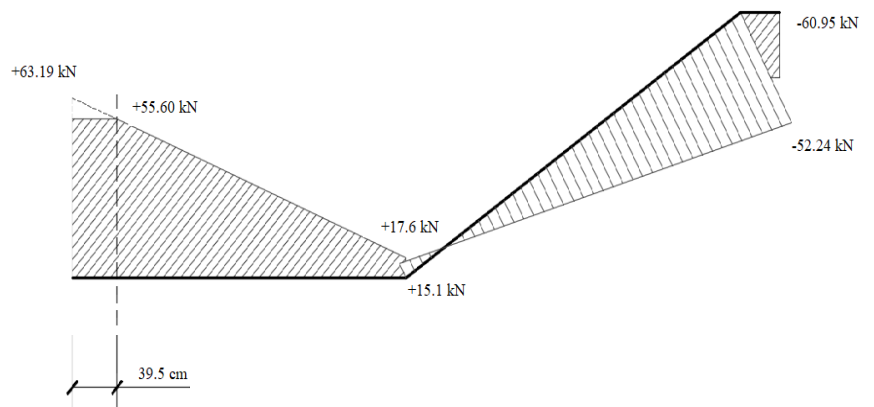
Shear force diagram is shown in the given figure

Distance (d) = $30 - (2 + 0.5 \times 2.0) = 27 \text{ cm}$

V_u (max) at distance d from the face

$$= 63.19 - (19.2 \times 0.395)$$

$$= 55.6 \text{ kN}$$



(2) Bending Moment Diagram:

Distance (x) = 0.8 m.

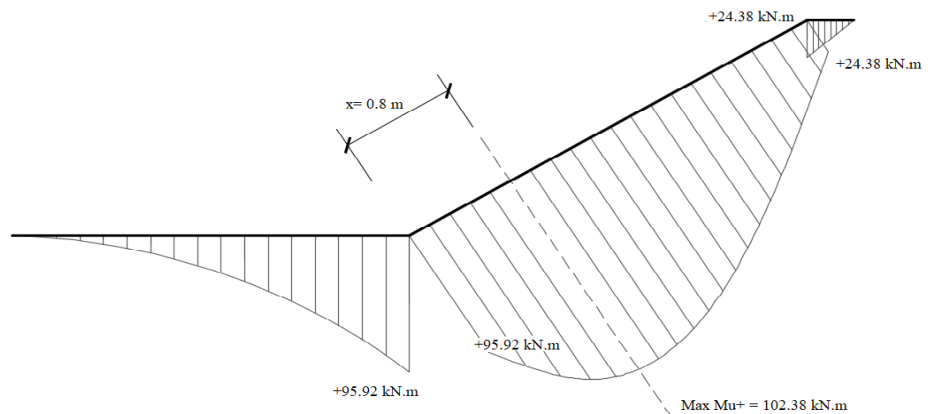
In horizontal direction

$$x = 0.8 \times \cos(31) = 0.68 \text{ m}$$

→ Maximum Moment will be:

$$M_u = 60.95 \times 3.02 - 23.8 \times \frac{2.62^2}{2}$$

$$= 102.38 \text{ kN.m}$$



Design of Shear Force

$$\begin{aligned}\phi \times V_c &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 270 = 156.34 \text{ kN} > V_u = 55.6 \text{ kN}\end{aligned}$$

So, Thickness of Flight & Landing (h = 30cm) is correct

Design of Bending Moment

$$M_{u+} = 102.38 \text{ kN.m} \text{ \& } d = 27 \text{ cm}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 \times F_{c'}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{102.38}{0.9} = 113.755 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{113.755 \times 10^6}{1000 \times 270^2} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{F_y}} \right) \right) = \frac{1}{20.58} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times 1.56 \times 20.58}{420}} \right) \right) = 3.87 \times 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = \rho_{req} \times b \times d = 0.00387 \times 100 \times 27 = 10.44 \text{ cm}^2$$

–Check for $A_{s \text{ min}}$:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 10.44 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 5.4 \text{ cm}^2$$

\therefore Select $\phi 14/12.5 \text{ cm}$, with $A_s = 12.32 \text{ cm}^2$

Main Reinforcement for Flight & Landing (Frame)

And

$\phi 12/20 \text{ cm}$, with $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

Secondary Reinforcement for the frame (Flight & Landing)

Check Strain:

$$T = C \rightarrow A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times a \times b$$

$$1232 \times 420 = 0.85 \times 24 \times a \times 1000 \rightarrow a = 25.36 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \beta = 0.85 \rightarrow x = a/\beta = 25.36 / 0.85 = 29.84 \text{ mm}$$

$$\text{So; } \varepsilon_s = \frac{0.003 \times d}{x} - 0.003$$

$$= \frac{0.003 \times 270}{29.84} - 0.003 = 0.024 > 0.005 \dots \phi = 0.9 \text{ (Ok)}$$

4.15.2. Design of Landing

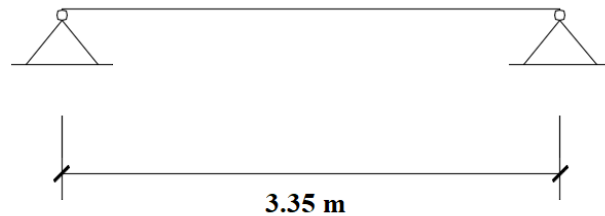
- Load transformation should be done from the flight to the landing over the short way, only the first meter of landing should be carrying the loads from flight.

Structural system of landing is shown in the following figure with (L = 3.35m).

Limitation of deflection

$$\text{minimum (h)} = \frac{L}{20} = \frac{3.35}{20} = 0.167 \text{ m}$$

$$\therefore \text{Select h} = 20 \text{ cm}$$



Loads of Landing

- Dead Loads:

Dead Loads	$\gamma \times \delta \times 1\text{m}$	kN/m
Plaster	$22 \times 0.03 \times 1\text{m}$	0.66
Landing	$25 \times 0.2 \times 1\text{m}$	5
Sand	$16 \times 0.07 \times 1\text{m}$	1.12
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1\text{m}$	0.44
Tiles	$23 \times 0.04 \times 1\text{m}$	0.92
Dead Loads (SUM)		8.14

Table 4.15.3: Dead Loads For Landing

→ Factored Load (W_u):

$$W_u = 1.2 \times \text{Dead Load} + 1.6 \times \text{Live Load}$$

$$= 1.2 \times 8.14 + 1.6 \times 4.0$$

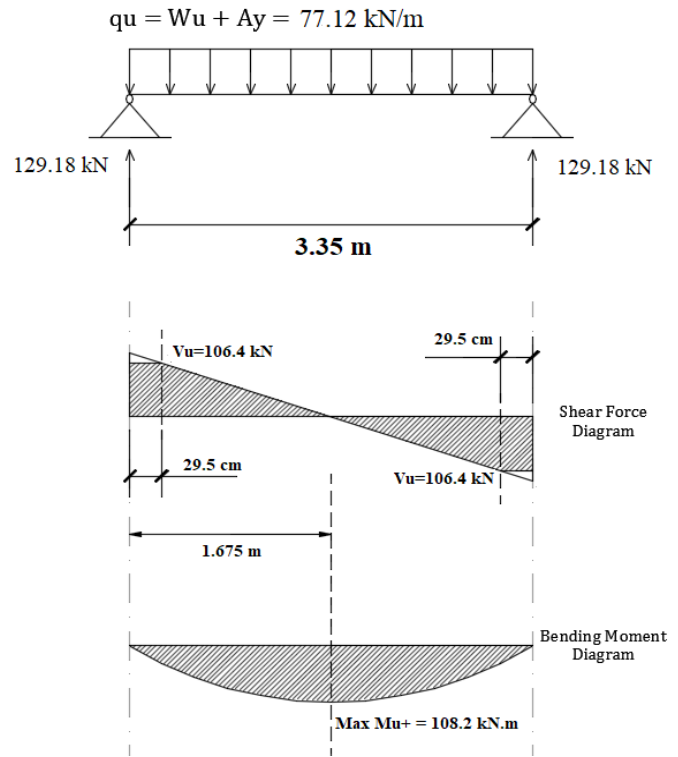
$$= \mathbf{16.17 \text{ kN/m}}$$

Design of slab (Landing):

- Internal forces for landing:

$$q_u = W_u + B_y = 16.17 + 60.95 = 77.12 \text{ kN/m}$$

Shear force diagram & Bending moment diagram are shown.



- From shear force diagram

Maximum (V_u) at distance (d) from face of support, which is:

$$\rightarrow \text{Maximum } (V_u) = \mathbf{106.4 \text{ kN}}$$

- From bending moment diagram

Maximum moment is in the middle of system which is at (1.675m) as shown.

$$\rightarrow M_u = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{77.12 \times 3.35^2}{8}$$

$$= \mathbf{108.18 \text{ kN.m}}$$

Design of Shear Force

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 170 = 104.1 \text{ kN} > V_u = 106.4 \text{ kN}$$

So, Thickness of Landing **must be increased**

Select $h = 25 \text{ cm}$

- Dead Loads:

Dead Loads	$\gamma \times \delta \times 1m$	kN/m
Plaster	$22 \times 0.03 \times 1m$	0.66
Landing	$25 \times 0.25 \times 1m$	6.25
Sand	$16 \times 0.07 \times 1m$	1.12
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1m$	0.44
Tiles	$23 \times 0.04 \times 1m$	0.92
Dead Loads (SUM)		9.39

Table 4.15.4: Dead Loads For Landing

→ Factored Load (W_u):

$$W_u = 1.2 \times \text{Dead Load} + 1.6 \times \text{Live Load}$$

$$= 1.2 \times 9.39 + 1.6 \times 4.0$$

$$= 17.67 \text{ kN/m}$$

Design of slab (Landing):

$$d = 25 - 2 - 2.0/2 = 22cm$$

- Internal forces for landing:

$$q_u = W_u + B_y = 17.67 + 60.95 = 78.62 \text{ kN/m}$$

Shear force diagram & Bending moment diagram are shown.

- From shear force diagram

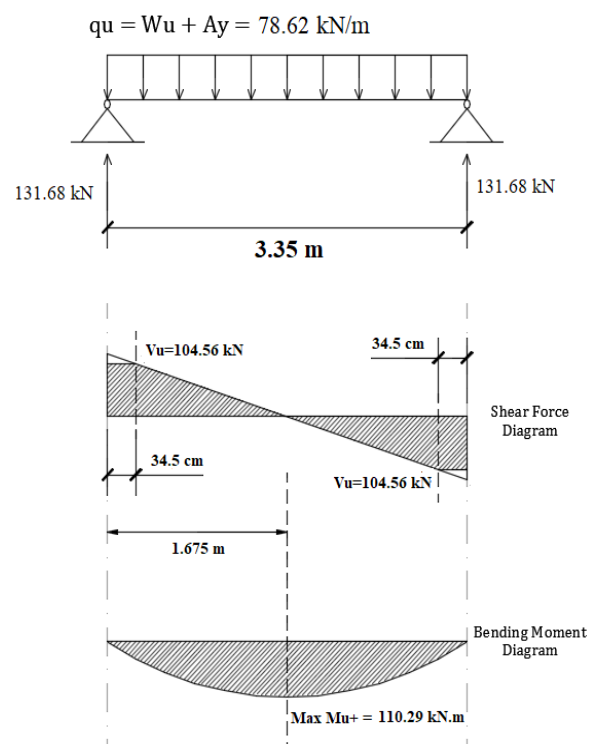
Maximum (V_u) at distance (d) from face of support, which is:

$$\rightarrow \text{Maximum } (V_u) = \mathbf{104.56 \text{ kN}}$$

- From bending moment diagram

Maximum moment is in the middle of system

which is at (1.675m) as shown.



$$\rightarrow M_u = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{77.12 \times 3.35^2}{8} = \mathbf{110.29 \text{ kN.m}}$$

Design of Shear Force

$$\begin{aligned}\phi \times V_c &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 220 = 134.7 \text{ kN} > V_u = 104.56 \text{ kN}\end{aligned}$$

So, Thickness of Flight (h = 25 cm) is correct

Design of Bending Moment

Mu+ = 110.29 kN.m & d = 22 cm

$$m = \frac{F_y}{0.85 \times F_{c'}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{110.29}{0.9} = 122.54 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{122.54 \times 10^6}{1000 \times 220^2} = 2.53 \text{ MPa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{F_y}} \right) \right) = \frac{1}{20.58} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times 2.53 \times 20.58}{420}} \right) \right) = 6.45 \times 10^{-3}$$

$$A_{S_{req}} = \rho_{req} \times b \times d = 0.00645 \times 100 \times 22 = 14.2 \text{ cm}^2$$

–Check for As min:

$$A_{S_{min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{req}} = 14.2 \text{ cm}^2 > A_{S_{min}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

∴ Select Ø14/10 cm, with As = 15.4 cm²

Main Reinforcement for slab (Landing)

And

Ø12/25cm, with As = 4.52 cm²

Secondary Reinforcement for the slab (Landing)

4.16.1 Design of Bearing Pressure

Wall Reaction $\rightarrow q_{u1} = 168.75 \text{ kN/m}^2$, $q_{u2} = 147.74 \text{ kN/m}^2$

$$F_{R1} = q_{u1} \times 41.25 = 168.75 \times 41.25 = 6960.93 \text{ kN}$$

$$F_{R2} = 474.75 \times 3 = 1424.26 \text{ kN}$$

$$F_{R3} = 457.87 \times 3.3 = 1511 \text{ kN}$$

$$F_{R9} = q_{u1} \times 61.35 = 147.74 \times 61.35 = 9063.85 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum Pu &= 2 \times (6960.93 + 9063.85) + 1424.26 + 1511 + 484.65 + 421 + 662.31 + 433 \\ &\quad + 2371 + 2563 + 3028 + 2710.6 + 2386.8 + 486 + 639 + 581 + 394.7 \\ &= \mathbf{52145.06 \text{ kN}} = F_R \end{aligned}$$

$$M_{Rym} = \sum \text{Moment}_{(y)} = (F_{R2} + F_{R3}) \times (3) + (Pu \text{ cloum}) \times 15$$

$$= (1424.26 + 1511) \times 3 + (484.65 + 421 + 662.31 + 433 + 2371 + 2563 + 3028 + 2710.6 + 2386.8 + 486 + 639 + 581 + 394.7) \times 15 = 7725.78 + 257415.9$$

$$= \mathbf{265141.68 \text{ kN.m}}$$

$$\begin{aligned} M_{Rxm} = \sum \text{Moment}_{(x)} &= (484.65 + 421 + 662.31 + 433) \times 11.3 + (2371 \times 7.33) + (2563 \times 3.77) \\ &\quad - (2710.6 \times 3.72) - (2386.8 \times 7.35) - (486 + 639 + 581 + 394.7) \times 11.3 - \\ &\quad (4 \times 1424.26) = \mathbf{-7408.6 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

- **Design of Bearing Stress:**

$$\sigma_{bu-max} = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx \times Cy}{Ix} + \frac{My \times Cx}{Iy}$$

Where:

$$Pu = 52145.06 \text{ kN} \quad , \quad Mx = 7408.6 \text{ kN.m} \quad , \quad My = 265141.68 \text{ kN.m} \quad , \quad A = 1831.4 \text{ m}^2$$

$$Cy = 30.67 \text{ m} \quad , \quad Cx = 19.52 \text{ m} \quad I_{x1} = \frac{61.35 \times 28.11^3}{12} = 113557.5 \text{ m}^4$$

$$Ix_2 = \frac{20.1 \times 5.5^3}{12} = 278.67 \text{ m}^4 \quad , \quad Ix(\text{total}) = 113557.5 + 278.67 = 113836.17 \text{ m}^4$$

$$Iy_1 = \frac{28.11 \times 61.35^3}{12} = 624202 \text{ m}^4 \quad , \quad Iy_2 = \frac{5.5 \times 20.1^3}{12} = 3721.942 \text{ m}^4$$

$$Iy(\text{total}) = 624202 + 3721.942 = 627923.94 \text{ m}^4$$

at point (1):

$$\sigma_{b-max} = \frac{52145.06}{1831.14} + \frac{7408.6 \times 30.67}{113836.17} + \frac{265141.68 \times 19.52}{627923.94} = 28.47 + 2 + 8.24 = 38.71 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{b(2)} = 28.47 - 2 + 8.24 = 34.71 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{b(3)} = 28.47 - 2 - 8.24 = 18.23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{b(4)} = 28.47 + 2 - 8.24 = 22.47 \text{ kN/m}^2$$

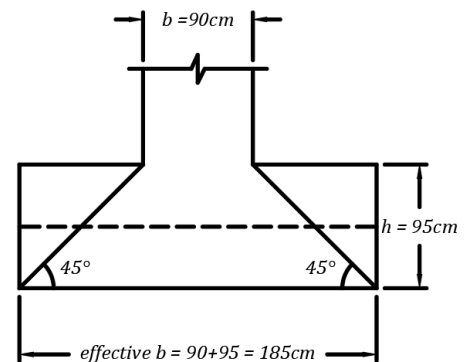
$$\sigma_{bu-max} = 38.71 < 1.3 \times \sigma_{b-allow} = 1.3 \times 400 = 520 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ok \#}$$

4.16.2 Design of Strip (1) of Walls & Columns

- Determination of Effective width:

$$b_{eff} = b + h = 90 \text{ cm} + 95 \text{ cm} = 185 \text{ cm}$$

$$b = 1.85 \text{ m}$$



1. Determination of Ultimate Bearing Pressure:

$$\sum Pu = (168.75 \times 1.85) + 581 + 394 + 539 + 2386 + 2710 + 3027 + 2563 + 2370 + 433 + 421 + 484 = 16076.75 \text{ kN}$$

$$M_{Rm} = \sum M_m$$

$$= (312.18 \times 12.36) + (581 \times 10.6) + (394 \times 10.2) + (539 \times 10.) + (2386 \times 6.35) + (2710 \times 2.71) - (3027 \times 1) - (2563 \times 4.79) - (2370 \times 8.34) - (433 \times 12.15) - (421 \times 12.20) - (484 \times 12.3) = -11259.37 \text{ kN.m}$$

$$\therefore e = \frac{\sum M}{\sum P} = 0.7 < \frac{28}{6} = 4.66 \rightarrow \text{linear earth pressure}$$

$$\sigma_{bu-max} = \frac{\sum Pu}{A} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{a}\right) = \frac{16076.75}{28 \times 1.85} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.7}{28}\right) = 356.91 \text{ kN/m}^2 < 1.3 \times 400$$

$$= 520 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bu-min} = \frac{\sum Pu}{A} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{a}\right) = \frac{16076.75}{28 \times 1.85} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.7}{28}\right) = 263.8 \text{ kN/m}^2$$

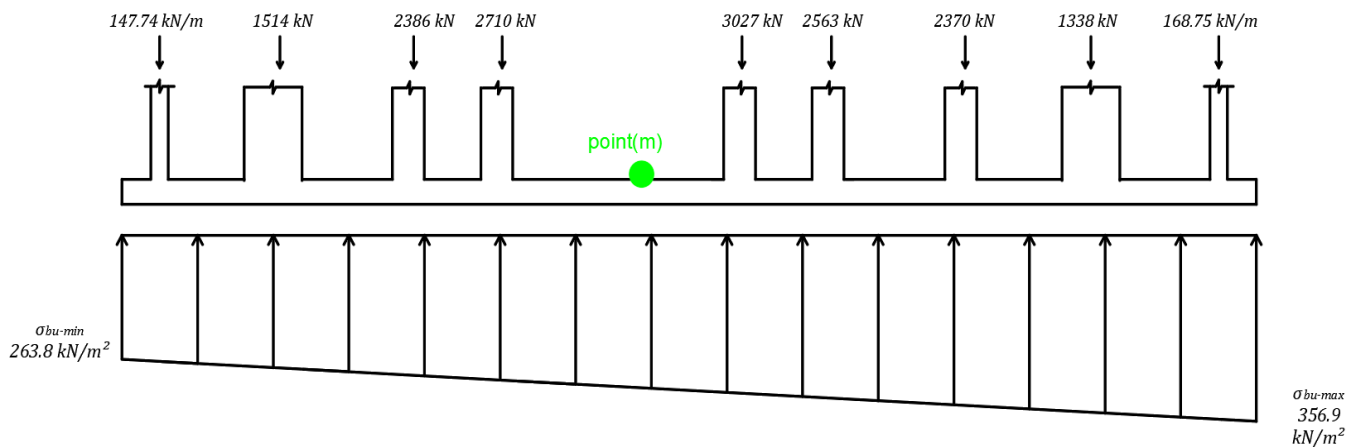


Figure 4.16.2 Strip 1-1

2. Design of One-Way Shear:

$$h = 95 \text{ cm} \rightarrow d = 95 - 5 - 2 = 88 \text{ cm}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1850 \times 880 = 996.15 \text{ kN} > V_u$$

$$= 898.2 \text{ kN}$$

$\therefore h = 95 \text{ cm} ; \text{Ok for one way shear} \#$

3. Design of Two-Way Shear:

- Parameters for punching shear:

$$d = 88 \text{ cm} , Pu = 3027 \text{ kN}$$

$$bo = 4 \times (90 + 88) = 712 \text{ cm} = 7120 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 45 ; \text{Internal column}$$

$$\beta_c = \frac{\text{long side}}{\text{short side}} = 90/30 = 3$$

$$Vu = 1519.66 \text{ kN}$$

Vc ; is the smallest of:

$$Vc = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_o \times d = \left(1 + \frac{2}{3}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 7120 \times 880 = \mathbf{8188.41 \text{ kN}} \leftarrow \text{Controll}$$

$$Vc = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d = \left(\frac{45 \times 880}{7120} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 7120 \times 880 = \mathbf{19342.47 \text{ kN}}$$

$$Vc = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d = \frac{\sqrt{24}}{3} \times 7120 \times 880 = \mathbf{10231.68 \text{ kN}}$$

$$\phi \times Vc = 0.75 \times 8188.41 = 6141.31 \text{ kN} > Vu = 1519.66 \text{ kN}$$

∴ h = 95cm ; Ok for two way shear #

4. Design of Bending Moment:

$$\text{maximum } Mu^+ = 1599 \text{ kN.m} \quad \& \quad \text{maximum } Mu^- = 281 \text{ kN.m}$$

(4.1) Design of Top Reinforcement (Negative Moment):

$$Mu^- = 281 \text{ kN.m} \quad - \quad b = 1850 \text{ mm} \quad \& \quad d = 880 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{281}{0.9} = 312.22 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad Kn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{312.22 \times 10^6}{1850 \times 880^2} = 0.217 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Kn \times m}{fy}}\right) = \frac{1}{20.588} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.217 \times 20.588}{420}}\right) = 0.000519$$

$$\therefore As_{req} = \rho_{req} \times b \times d = 0.000519 \times 185 \times 88 = \mathbf{8.449 \text{ cm}^2}$$

- Check minimum required (As):

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 185 \times 88 = 29.3 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} < As_{min} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Select } 10\phi 20 \text{ with } As = 31.4 \text{ cm}^2 > As_{min} = 29.3 \text{ cm}^2 \#}$$

(4.1) Design of Bottom Reinforcement (Positive Moment):

$$Mu^+ = 1599 \text{ kN.m} \quad - \quad b = 1850\text{mm} \text{ \& } d = 880\text{mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1599}{0.9} = 1776.66 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad Kn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{1776.66 \times 10^6}{1850 \times 880^2} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.585$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Kn \times m}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.24 \times 20.58}{420}} \right) = 0.003$$

$$\therefore As_{req} = \rho_{req} \times b \times d = 0.003 \times 185 \times 88 = 49.62 \text{ cm}^2 > As_{min} = 29.3 \text{ cm}^2$$

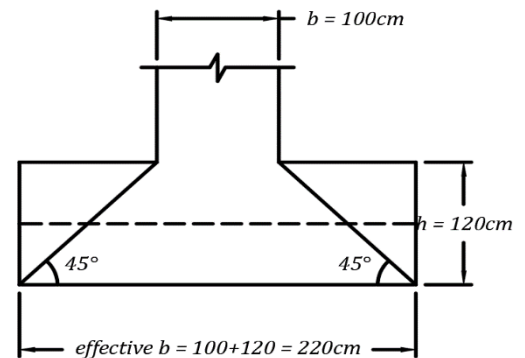
$$\therefore \text{Select } 16\phi 20 \text{ with } As = 50.24 \text{ cm}^2 > As_{req} = 49.62 \text{ cm}^2$$

4.16.3 Design of Strip (2) “Strip of Walls & Columns”

- Determination of Effective width:

$$b_{eff} = b + h = 100\text{cm} + 120\text{cm} = 220\text{cm}$$

$$b = 220\text{m}$$



1. Determination of Ultimate Bearing Pressure:

$$\sum Pu = (93 \times 2.20) + 294 + 1726.27 + 1927.25 + 3054.32 + 3077.7 + 1681.5 + 1252.4 + 758.28 + 1869 + 2370.9 + 186.9 + (115.3 \times 2.20) = 18583.875 \text{ kN}$$

$$M_{Rm} = \sum M_m$$

$$\begin{aligned} &= (186 \times 28.78) + (294 \times 24.8) + (1726.27 \times 13.8) + (1927.25 \times 9.47) \\ &+ (3054.32 \times 6.16) + (3077.7 \times 1.34) - (1681.5 \times 5.11) - (1252.4 \times 8.34) \\ &- (758.28 \times 8.82) - (1869 \times 16.26) - (2370.9 \times 23.84) - (2336.36 \times 32.1) \\ &= -109978.27 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\therefore e = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{109978.27}{18583.875} = 5.91\text{m} < \frac{a}{6} = \frac{61.35}{6} = 10.22\text{m}$$

$$\sigma_{bu-max} = \frac{\sum Pu}{A} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{a}\right) = \frac{18583.875}{91.35 \times 2.2} \times \left(1 + \frac{6 \times 5.91}{61.35}\right) = 217.7 \text{ kN/m}^2$$

$$< 1.3 \times 400 = 520 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bu-min} = \frac{\sum Pu}{A} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{a}\right) = \frac{18583.875}{91.35 \times 2.2} \times \left(1 - \frac{6 \times 5.91}{61.35}\right) = 34.34 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{bu-max} = 217.7 \text{ kN/m}^2 \quad \& \quad \sigma_{bu-min} = 34.34 \text{ kN/m}^2$$

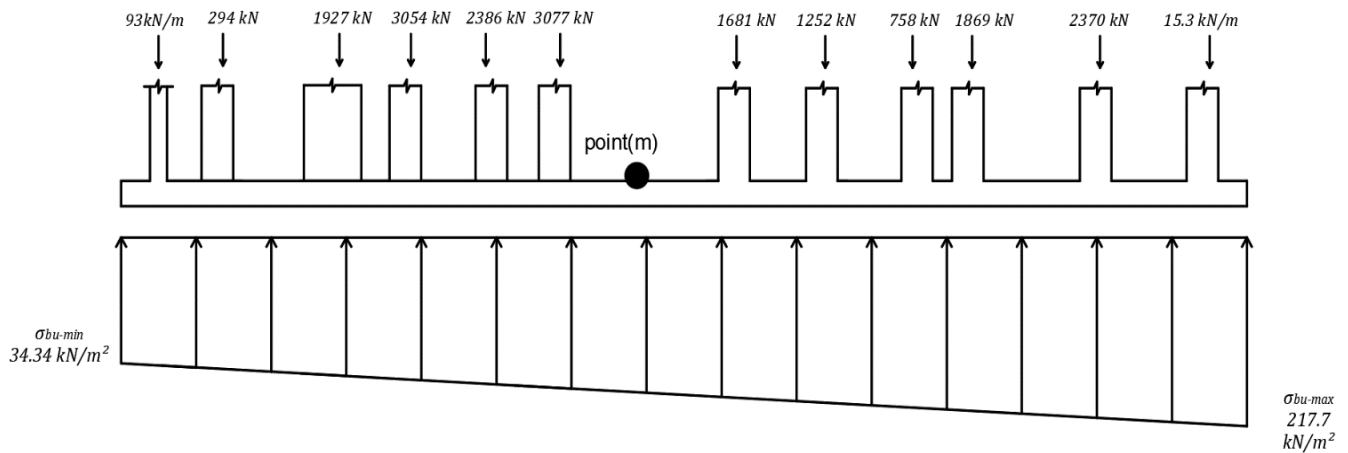


Figure 4.16.3 Strip 2-2

2. Design of One-Way Shear:

$$h = 120\text{cm} \rightarrow d = 113\text{cm}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2200 \times 1130 = 1522.35 \text{ kN} > V_u$$

$$= 1688.66 \text{ kN}$$

$\therefore h = 120\text{cm}$; Ok for one way shear #

3. Design of Two-Way Shear:

- Parameters for punching shear:

$$d = 113\text{cm} \quad , \quad P_u = 3077.7 \text{ kN}$$

$$b_o = 4 \times (100 + 113) = 852\text{cm} = 8520\text{mm}$$

$$\alpha_s = 50 ; \text{Internal column}$$

$$\beta_c = \frac{\text{long side}}{\text{short side}} = \frac{100}{30} = 3.33$$

V_c ; is the smallest of:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_o \times d = \left(1 + \frac{2}{3.33}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 8520 \times 1130 = \mathbf{12582.16\text{kN}} \leftarrow \text{Controll}$$

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d = \left(\frac{50 \times 1130}{8520} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 8520 \times 1130 = \mathbf{115531.2\text{ kN}}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times b_o \times d = \frac{\sqrt{24}}{3} \times 8520 \times 1130 = \mathbf{15721.8\text{ kN}}$$

$$\phi \times V_c = \mathbf{0.75 \times 12582.16 = 9436.62\text{ kN}} > V_u = 1979\text{ kN}$$

$\therefore h = 120\text{cm}$; Ok for two way shear #

4. Design of Bending Moment:

$$\text{maximum } Mu^+ = 2017\text{ kN.m} \quad \& \quad \text{maximum } Mu^- = 367\text{ kN.m}$$

(4.1) Design of Top Reinforcement (Negative Moment):

$$Mu^- = 367\text{ kN.m} \quad - \quad b = 2200\text{mm} \quad \& \quad d = 1130\text{mm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{367}{0.9} = 407.77\text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{407.77 \times 10^6}{2200 \times 1130^2} = 0.145\text{MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.58} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.145 \times 20.58}{420}}\right) = 0.00034$$

$$\therefore \mathbf{As_{req} = \rho_{req} \times b \times d = 0.00034 \times 220 \times 113 = 8.61\text{ cm}^2}$$

- Check minimum required (As):

$$As_{min} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 220 \times 120 = 47.52\text{cm}^2$$

$$As_{req} > As_{min} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Select } 16\phi 20 \text{ with } As = 50.24\text{ cm}^2 > As_{min} = 47.52\text{ cm}^2 \#}$$

(4.1) Design of Bottom Reinforcement (Positive Moment):

$$Mu^+ = 2017 \text{ kN.m} \quad - \quad b = 2200 \text{ mm} \quad \& \quad d = 1130 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2017}{0.9} = 2241.11 \text{ kN.m} \quad \rightarrow \quad Kn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{2241.11 \times 10^6}{2200 \times 1130^2} \\ = 0.797 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{4200}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Kn \times m}{fy}} \right) = \frac{1}{20.85} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.797 \times 20.58}{420}} \right) = 0.00193$$

$$\therefore As_{req} = \rho_{req} \times b \times d = 0.00193 \times 220 \times 113 = 48.18 \text{ cm}^2 > As_{min} = 47.52 \text{ cm}^2$$

\therefore Select 17 ϕ 20 with $As = 53.38 \text{ cm}^2 > As_{req} = 48.18 \text{ cm}^2$ #

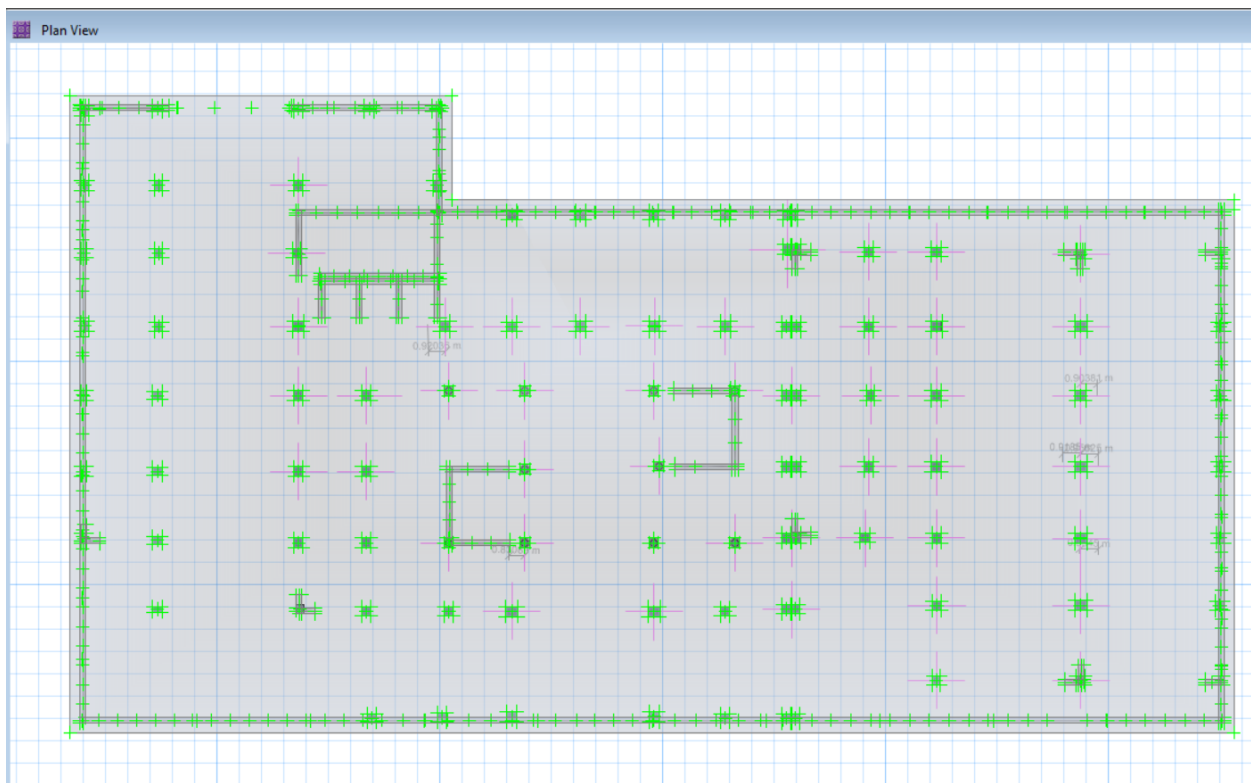


Figure 4.16.4 Safe Modeling

الفصل الخامس - النتائج و التوصيات

1-5 النتائج

2-5 التوصيات

3-5 المراجع

4-5 الملحقات

(1-5) النتائج :-

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، والتعرف على معطياته و جوانبه، تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:-

- (1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.
- (2) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.
- (3) التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها، وذلك ليتم تصميمها تصميماً جيداً يحقق الأمان و القوة الإنشائية.

(2-5) التوصيات :-

- (1) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج عن ذلك مبنى متكامل إنشائياً ومعمارياً.
- (2) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
- (3) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
- (4) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

(3-5) قائمة المصادر والمراجع :-

References: -

1. ACI Committee 318 (2008), ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
2. AISC Steel Construction Manual 14th Edition.
3. Both of ASCE 7-16 and 7-10.
4. The Jordanian National Building Codes, The Load and Power Code, The Jordanian National Building Council, Amman, Jordan, 2007 AD.

الملحقات

Attachments

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

Member	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.				
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c , in the range 1440-1920 kg/m^3 , the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED.

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load) [†]	$\ell/480^{\ddagger}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{\S}$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

الجدول (٣-١-ب)

الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع كن/م ^٢	الاستعمال	نوع المبنى	
			عام	خاص
1.4	2.0	الاشغال جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك (All Usages).	النوع الأول: مباني الشقق السكنية التي لا يزيد ارتفاعها عن ثلاثة طوابق ولا يزيد عدد الشقق التي يمكن الوصول إليها من خلال درج مشترك عن أربع شقق للطابق الواحد.	المباني الخاصة والسكنية.
1.8	2.0	غرف النوم.	النوع الثاني: المباني التي لا ينطبق عليه ل.م.ل. و ر د في الذ. البنسبيات والمباني المخصصة لاقامة الضيوف.	
-	2.0	الحمامات.		
2.7	2.0	الطعام و ردهات الاستراحة والبياردو.		
4.5	3.0	الممرات والمداخل والأدراج و سطحات الأدراج والممرات المرتفعة الموصولة بين المباني.		
4.5	3.0	المطابخ وغرف الغسيل.		

الجدول (٣-١-ب)

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

الحمل المركزي البديل	الحمل الموزع	الاستعمال	نوع المبنى	
			عام	خاص
4.5	7.5 كن/م ²	المراجل والمحركات والمراوح وما شابه ذلك بما فيها أوزان الماكينات. الشرفات.	تابع النوع الثاني:	تابع المباني الخاصة والسكنية.
1.5 لكل متر طولي يؤثر عند الحافة الخارجية.	حمل الغرفة التي تؤدي إليها على أن لا يقل عن (3).	الممرات الضيقة.		
1.0 على مسافة متر واحد بين الحمل والآخر.	-			
1.8	2.0	غرف النوم والمهاجع.	النوع الثالث: الفندق . . . نادق والمباني . وتيلات ومنازل الطلبة وما شابهها .	
-	2.0	الحمامات.		
2.7	2.0	الطعام وردهات الاسـ تراحة والبلياردو.		
4.5	4.0	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.		
4.5	3.0	المطابخ وغرف الغسيل.		

الجدول (٣-١-ب)

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

الحمل المركز البديل	الحمل الموزع كن/م ^٢	الاستعمال	نوع المبنى	
			عام	خاص
4.5	7.5	المراجل والمحركات والمراوح وماشابه ذلك.	تابع النوع الثالث:	تابع المباني الخاصة والسكنية
3.6	5.0	قاعات الرقص والمساحات المشتركة دون مقاعد ثابتة.		
-	4.0	قاعات التجمع بمقاعد ثابتة.		
-	5.0	قاعات المشروبات.		
1.5 لكل متر طولي يؤثر عند الحافة الخارجية.	حمل الغرفة التي تؤدي إليها على أن لا يقل عن (4) .	الشرفات.		
كما في النوع الثاني.		الممرات الضيقة.		
كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.		غرف المراجل والمحركات والمساحات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام ورفدهات الاستراحة والبياردو.	المدارس والمستشفيات والمدارس والكلية.	المباني التعليمية وماشابهها
كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.		