

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " كلية طب لجامعة بوليتكنك فلسطين "

فلسطين-الخليل

فريق العمل

يوسف جبر طافش

أحمد ناصر العملة

عبادة احمد الهور

معتز حمدي عايش

يزن خليل التميمي

إشراف :-

م.محمد مزهر

م.فهد صلاحات

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " كلية طب لجامعة بوليتكنك فلسطين "

فريق العمل

يوسف جبر طافش

معتز حمدي عايش

عبادة أحمد هور

أحمد ناصر العملة

يزن خليل التميمي

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع رئيس الدائرة

م. فيضي شبانة

توقيع مشرف المشروع

م. محمد مزهر

ملخص المشروع

تعتبر مرحلة الدراسة الإنشائية و التصميم الإنشائي المرحلة الأهم بعد التصميم المعماري، وفيها تم اختيار النظام الإنشائي للمبنى من حيث توزيع الاعمدة و الجسور واختيار أنظمة العقدات المناسبة لطبيعة الإستخدام ومحددات الأمان المطلوب و الإقتصادية و التشغيل و جميعها عوامل تقع على عاتق المصمم الإنشائي .

يحتوي هذا التقرير على الدراسة والتصميم الإنشائي لكلية طب مكونة من **ستة أدوار** تحتوي على العديد من الفعاليات بمساحة إجمالية **11782 متر مربع** .

تم دراسة وتصميم المشروع على أساس توفير متطلبات الناحية الجمالية و الوظيفية التي تتلخص في التعليم الخدماتي والطبي وقد تم اختياره للدراسة و التصميم لأهمية توفير نظام انشائي هيكلي على درجة عالية من الامان و المتانة التشغيلية وبأقل تكلفة اقتصادية لهذا النوع من المشاريع .

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فتم استخدام الكود الأمريكي (ACI318-11)، فضلاً عن استخدام بعض برامج التحليل و التصميم الإنشائي و الإخراج مثل :

(AutoCAD 2007, Atir 12, adobe Photoshop cs.6, Microsoft office 2010).

ويتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الانشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم قمنا بالتصميم الإنشائي للعناصر ، وقمنا بإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

الإهداء

نهدي هذا العمل إلى أصحاب الفضل الاول علينا آباءنا و أمهاتنا و إلى اساتذتنا
الأجلاء الكرماء الذين قدموا لنا كل العون والجهد بعلمهم وأفكارهم وصدقهم معنا
فوضعونا على الدرب و اناروا لنا الطريق، إلى الأخوة والأصدقاء الذين وقفوا وما
يزالون إلى جانبنا في السراء والضراء، ولكل من قدم فكرة وأضاف مشكوراً في إنجاز
هذا العمل.

لكل طالب علم أراد أن يبحر في هذا المجال ليساهم في بناء ورفعة وطنه بصدق
العمل و غزارة الإنتماء , إلى ارواح شهدائنا الأبرار وإلى احبائنا الأسرى في السجون
وإلى تراب هذه الأرض المباركة نهدي هذا العمل.

شكر وتقدير

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمة نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فالحمد لله والشكر أولاً وأخيراً.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز هذا العمل ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل **المهندس محمد مزهر** الذي لم يدخر جهداً في تقديم علمه وخبرته الهندسية في سبيل إنجاز هذا العمل .

إلى أساتذتنا الأفاضل في دائرة الهندسة المدنية والمعمارية , إلى أهلنا... إلى زملائنا الطلاب...إلى أصدقائنا نوجه لكم جميعاً باقة من الشكر والعرفان لمساندتكم ومساهمتكم في إتمام هذا العمل...

Table of Contents

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الصفحات الابتدائية
I	تقرير مشروع التخرج
II	تقييم مشروع التخرج
III	الملخص باللغة العربية
IV	الاهداء
V	الشكر والتقدير
VI	فهرس المحتويات
VIII	فهرس الجداول
IX	فهرس الاشكال
X	List of Figures
XI	List of Abbreviations

1	المقدمة	الفصل الاول
2	مقدمة	1-1
2	اهداف المشروع	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
3	حدود مشكلة المشروع	4-1
3	المسلمات	5-1
3	فصول المشروع	6-1
4	الجدول الزمني للمشروع	7-1

5	الوصف المعماري	الفصل الثاني
6	مقدمة	1-2
6	لمحة عامة عن المشروع	2-2
7	موقع المشروع	3-2
8	أهمية الموقع ووصف طوابق المشروع	4-2
14	الواجهات.	5-2
16	المقاطع.	6-2

17	وصف الحركة	7-2
17	المداخل	8-2

18	الوصف الانشائي	الفصل الثالث
19	مقدمة	1-3
19	الهدف من التصميم الانشائي	2-3
19	مراحل التصميم الانشائي	3-3
20	الأحمال	4-3
24	الاختبارات العملية	5-3
24	العناصر الانشائية	6-3
33	فواصل التمدد	7-3
33	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	8-3

Chapter 4	Structural Analysis and Design	34
4-1	Introduction	35
4-2	Check of Minimum Thickness of Structural Member.	38
4-3	Design of Topping.	39
4-4	Design of One Way Rib Slab.	41
4-5	Design of Beam.	51
4-6	Design of Column	72
4-7	Design of Staircase	75
4-8	Design of Isolated Footing	89
4-9	Design of Basement Wall	97
4-10	Design of Shear Wall	101
4-11	Design of Retaining Wall	107

118	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
119	مقدمة	1-5
119	النتائج	2-5
120	التوصيات	3-5

فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
4	الجدول الزمني لمشروع التخرج.	جدول (1-1)
7	توزيع مساحات المشروع	جدول (1-2)
21	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (1-3)
21	الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقاً للكود الأردني للأحمال.	جدول (2-3)
23	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.	جدول (3-3)
39	Determination of thickness for ribs and beams from maximum values of cases.	جدول (1-4)
39	Dead Load calculations on topping.	جدول (2-4)
41	Dead Load calculations of rib.	جدول (3-4)
52	The own weight of the beam and the weights of floor layers within the beam width .	جدول (4-4)
72	Design data of column group G.	جدول (5-4)
77	Dead load calculation on flight.	جدول (6-4)
78	Dead load calculation on landing.	جدول (7-4)
109	Moment and load calculation.	جدول (8-4)

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
7	الموقع العام للمشروع.	الشكل (1-2)
8	المسقط الأفقي لطابق التسوية.	الشكل (2-2)
9	المسقط الأفقي للطابق الأرضي.	الشكل (3-2)
10	المسقط الأفقي للطابق الأول.	الشكل (4-2)
11	المسقط الأفقي للطابق الثاني.	الشكل (5-2)
12	المسقط الأفقي للطابق الثالث.	الشكل (6-2)
13	المسقط الأفقي للطابق الرابع.	الشكل (7-2)
14	الواجهة الشمالية .	الشكل (8-2)
14	الواجهة الجنوبية .	الشكل (9-2)
15	الواجهة الشرقية .	الشكل (10-2)
15	الواجهة الغربية.	الشكل (11-2)
16	المقطع A-A.	الشكل (12-2)
16	المقطع B-B.	الشكل (13-2)
20	مسار نقل الأحمال Load path from structure to the ground	الشكل (1-3)
22	تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع variation of wind velocity with height	الشكل (2-3)
23	تأثير الرياح على المباني من حيث إرتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.	الشكل (4-3)
25	توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.	الشكل (5-3)
26	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.	الشكل (6-3)
27	عقدات العصب ذات الاتجاهين.	الشكل (7-3)
27	العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد .One way solid slab	الشكل (8-3)
28	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.	الشكل (9-3)
28	الدرج.	الشكل (10-3)
29	المقاطع المختلفة للجسور في العقدات .	الشكل (11-3)
29	التسليح في الجسور.	الشكل (12-3)
30	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.	الشكل (13-3)
31	جدار قص.	الشكل (14-3)
32	أساسات منفردة (Isolated Foundation).	الشكل (15-3)

List of Figures

Figure #	Description	Page #
(4-1)	Relation between cylinder and cube concrete test.	36
(4-2)	Stress-strain curve of concrete.	36
(4-3)	Values of understrength factors related to strength condition.	38
(4-4)	minimum thickness from code	38
(4-5)	Topping statically system.	40
(4-6)	typical section of rib with overall slab thickness $h = 35cm$	41
(4-7)	The location of rib in slab drawing plan.	42
(4-8)	Rib geometry and loads.	43
(4-9)	Moment envelop diagram.	44
(4-10)	Shear diagonal.	47
(4-11)	Shear envelop diagram.	50
(4-12)	location of Beam (B,B7) in slab drawing plan	51
(4-13)	Beam (B, B7) geometry.	51
(4-14)	Reactions of rib (B-R1).	52
(4-15)	Analysis input load of beam (B, B7).	53
(4-16)	Envelope moment diagram for Beam (B, B7).	54
(4-17)	Shear envelop diagram of Beam.	70
(4-18)	Column detailing.	74
(4-19)	Stair plan and structural system.	75
(4-20)	Transformation of dead load into horizontal projection.	77
(4-21)	Loads and reactions on statically system of flight.	79
(4-22)	Detailing of flight 1.	82
(4-23)	Loads and reactions on statically system of flight.	83
(4-24)	Detailing of flight 2.	86
(4-25)	Loads and reactions on statically system of landing.	87
(4-26)	Footing section detailing.	90
(4-27)	One way shear calculation.	91

(4-28)	Detailing of footing.	96
(4-29)	Moment and shear envelope of basement.	98
(4-30)	Detailing of basement.	100
(4-31)	Shear diagram of shear wall.	101
(4-32)	Moment diagram of shear wall.	101
(4-33)	Detailing of shear wall.	106
(4-34)	Section plan of retaining wall.	107
(4-35)	Loads of retaining wall on stem.	108
(4-36)	Loads of retaining wall on toe.	112
(4-37)	Loads of retaining wall on heel.	114
(4-38)	Detailing of retaining wall.	117

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $A_{s\bar{\circ}}$ = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- $f_{c\bar{\circ}}$ = compression strength of concrete.
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.

- LL = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load.
- S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete.
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area.

1

الفصل الأول

المُقدِّمة

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 الجدول الزمني للمشروع.

1-1 المقدمة :

تعد كلية الطب من أهم المشاريع التي تحدث نقلة نوعية للمجتمع الفلسطيني لقدرته على التأقلم والتعايش مع الازمات والكوارث، ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية وخاصة أثناء الحروب والاجتياحات التي يقوم بها الاحتلال الاسرائيلي بين الحين والآخر او بسبب الحصار المفروض على فلسطين.

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 اجل المضي قدما الحضارة 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.

وكانت محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لكلية طب مكونة من ستة ادوار.

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، و تصميمها مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
- 2) التدريب على تنسيق الوظيفة المعمارية و الإنشائية للمبنى حتى يؤدي الغاية الأساسية من تصميمه.
- 3) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
- 4) التطبيق العملي لما تعلمناه من نظريات التحليل و التصميم الإنشائي وما أضافه لنا التدريب الميداني من انخراط مباشر في بيئة العمل في المنشآت و ورش البناء في المشاريع الإنشائية وما درسناه على مدار أربع سنوات وربط ذلك في مشروع تطبيقي .
- 5) ترسيخ المهارة في استخدام البرامج الهندسية المختلفة المختصة في الرسم والتحليل و التصميم الإنشائي.

3-1 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لكلية الطب الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث، وفي هذا المجال تم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ. وتم تحديد الأحمال الواقعة عليه، ومن ثم قمنا بتحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ، ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

4-1 حدود مشكلة المشروع :

اقتصرت العمل على هذا المشروع على دراسة المخططات المعمارية الخاصة بالمبنى وقد تمت دراسته من الناحية الإنشائية ووضع النظام الإنشائي الأنسب له وتصميمه هيكلياً، حيث تم العمل خلال فصلين، مقدمة مشروع التخرج كانت في الفصل الثاني من العام 2018 من السنة الدراسية (2017-2018) و مشروع التخرج في الفصل الصيفي.

5-1 المسلمات :

1. تم اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
2. تم استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12, Safe2016, Etabs 2016)
3. و برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point, Excel, AutoCAD 2014

6-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.
- 2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات.

7-1 الجدول الزمني للمشروع :

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع في الفصل الدراسي الصيفي والزمن اللازم لكل نشاط.

الاسابيع الفعاليات	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
التحليل الانشائي للمشروع										
توزيع النظام الإنشائي										
اعداد المخططات										
كتابة المشروع										
عرض المشروع										

جدول (1-1): الجدول الزمني لمشروع التخرج.

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

1-2 مقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 أهمية الموقع ووصف طوابق المشروع.

5-2 الواجهات.

6-2 المقاطع.

7-2 وصف الحركة.

8-2 المداخل.

1-2 مقدمة :

العمل المعماري الناجح لابد أن تتوفر فيه جملة من الأمور حتى يحقق الديمومة الوظيفية والجمال و المتانة والتكلفة الاقتصادية المعقولة لذلك لابد للمصمم المعماري أن يأخذ هذه الأمور بعين الاعتبار حتى يخرج تصميماً متزاناً فيه من العناصر الجمالية الجيدة وفيه من الإستغلال الجيد لمساحة الأرض.

ومن المعروف أن الإنسان دائم البحث عن التطوير والتحسين المستمر في نوعية حياته وتبع ذلك التصميم المعماري في كل حقبة زمنية تمر بها المجتمعات و الحضارات البشرية، فالحضارة المصرية لها طابعها الخاص في فن العمارة والحضارة الرومانية لها طابع خاص في فن العمارة ويرجع سبب ذلك إلى اختلاف الثقافات من منطقة جغرافية لأخرى و المواد المتوفرة للبناء في كل منطقة جغرافية، وفي عصرنا الحديث شهدت العمارة قفزة هائلة في العلم و الأسلوب و التنفيذ حتى أصبحت من أهم العلوم التي يعتمد عليها تقدم المجتمع .

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 والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونفاعل مع تفاصيلها.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع، مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومتراصة 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 الإنارة والتهوية 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 عامة عن المشروع :

بنظره فاحصة في مجتمعنا المحلي تبرز الحاجة إلى كليات الطب التي تقدم الخدمات التعليمية والصحية والطبية، حيث توفر الحركة الخدماتية والاجتماعية والتعليمية خاصة في مناطق الكثافة السكانية العالية.

نتلخص فكرة المشروع في إنشاء كلية طب، تتمتع بجميع الفعاليات لتحقيق هذا الغرض، كما أنها تتمتع بالعناصر الجمالية المعمارية التي تعكس الجانب الحضاري الجميل للمدن، ويحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت، وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة.

ويكون المبنى من ستة طوابق على قطعة ارض بمساحة 15 دونم وتتنوع مساحة البناء كما في الجدول (1-2).

الطابق	الإستخدام	المساحة م ²
التسوية	موقف للسيارات	2822
الأرضي	خدمات طلابية	1898
الأول	قاعات تدريسية ومكاتب	1898
الثاني	قاعات تدريسية ومكاتب	1898
الثالث	قاعات تدريسية ومكاتب	1898
الرابع	مكاتب وغرف الادارة	1368
المجموع		11782

الجدول (1-2) توزيع مساحات المشروع .

3-2 موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه دراسة دقيقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة، بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تكامل لتحقيق التصميم الأمثل. فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

يقترح إنشاء المشروع في مدينة الخليل بالقرب من الشارع المؤدي من مركز المدينة تحديداً في منطقة نمرة، وتجدر الإشارة هنا أنه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري، وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً، كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة. والشكل (1-2) الموقع العام للمشروع وطبيعة قطعة الأرض التي تمتاز باستوائها نسبياً مع فروقات قليلة في مناسيبها كما ويوضح المجاورين .



الشكل (1-2) الموقع العام للمشروع.

1-3-2 أهمية الموقع:

- يتميز موقع المشروع بالميزات التالية :
1. قربه من مركز المدينة والشارع الرئيسي.
 2. تسهل الوصول إليها من قبل القرى مجاورة لها.
 3. تتميز الأرض بأنها أرض مستوية وقليلة المبول .

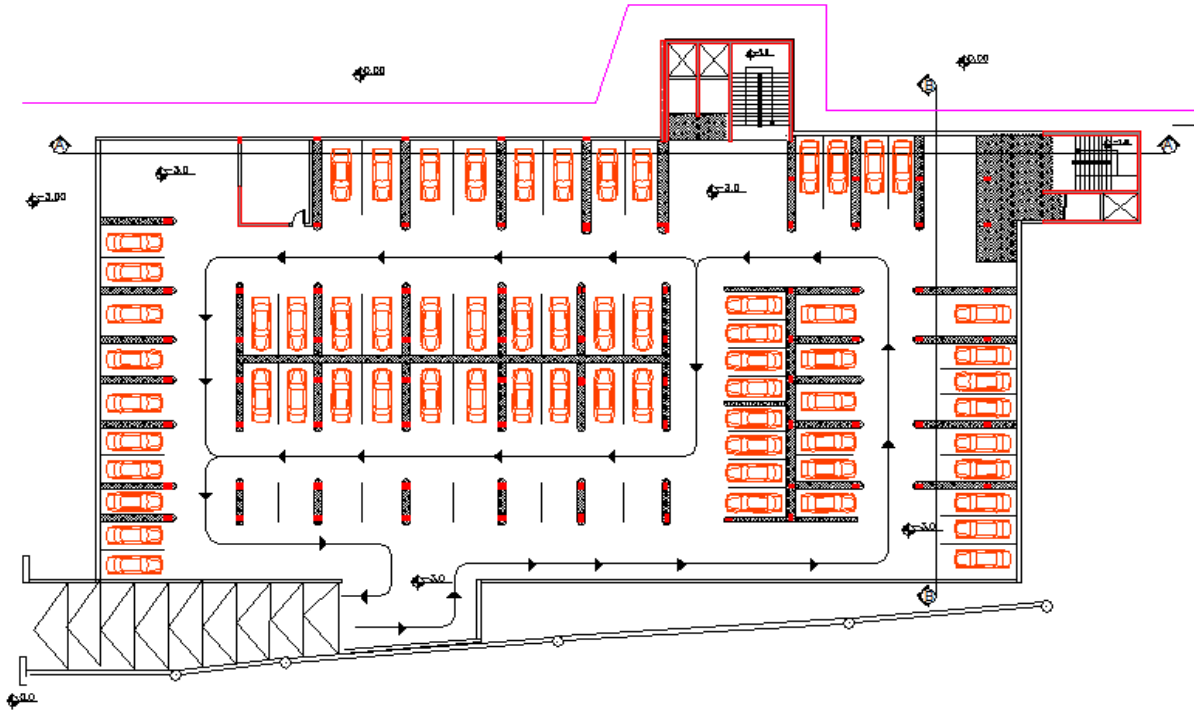
4-2 وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من ستة طوابق ذات تنوع وظيفي بمساحة اجمالية وقدرها 11782 متر مربع، وهو عبارة عن مبنى متعدد الطوابق، حيث تتميز الطوابق في المشروع بالتوزيع المعماري المتمثل بين الطوابق حيث يحتوي الطابق الواحد على عدة فراغات خدمتية ووظيفية وتعليمية.

وصف عام لطوابق المشروع :

1-4-2 طابق التسوية :-

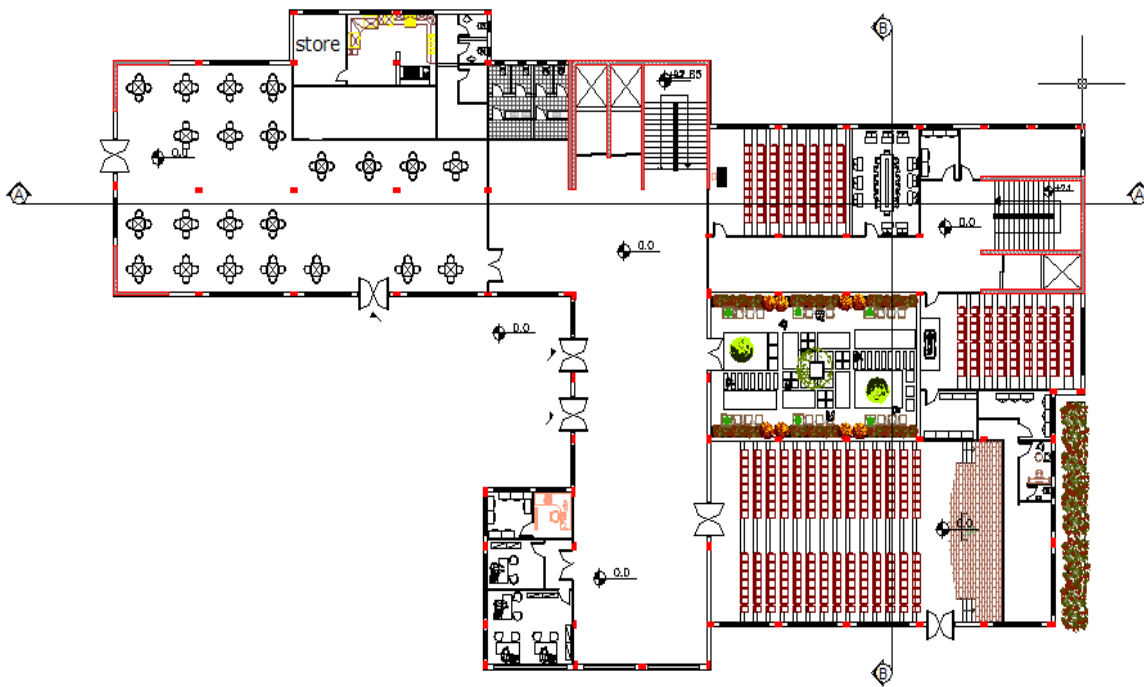
يقع طابق التسوية على منسوب 3.00- م بمساحة 2822 م². حيث يحتوي هذا الطابق على غرفة تخزين وموقف للسيارات، الشكل (2-2) يوضح المسقط الأفقي لطابق التسوية.



الشكل (2-2): المسقط الأفقي لطابق التسوية .

2-4-2 الطابق الأرضي :-

يقع الطابق الأرضي على منسوب +0.00 م بمساحة 1898 م².
حيث يقع هذا الطابق على منسوب أعلى من مستوى الشارع ويتكون هذا الطابق من قاعات تدريس ومختبرات و مكاتب موظفين إضافة الى مدرج، وكذلك يحتوي على مدخل رئيسي للكلية، الشكل (3-2) يوضح المسقط الأفقي للطابق.



الشكل (3-2) : المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

3-4-2 الطابق الأول :-

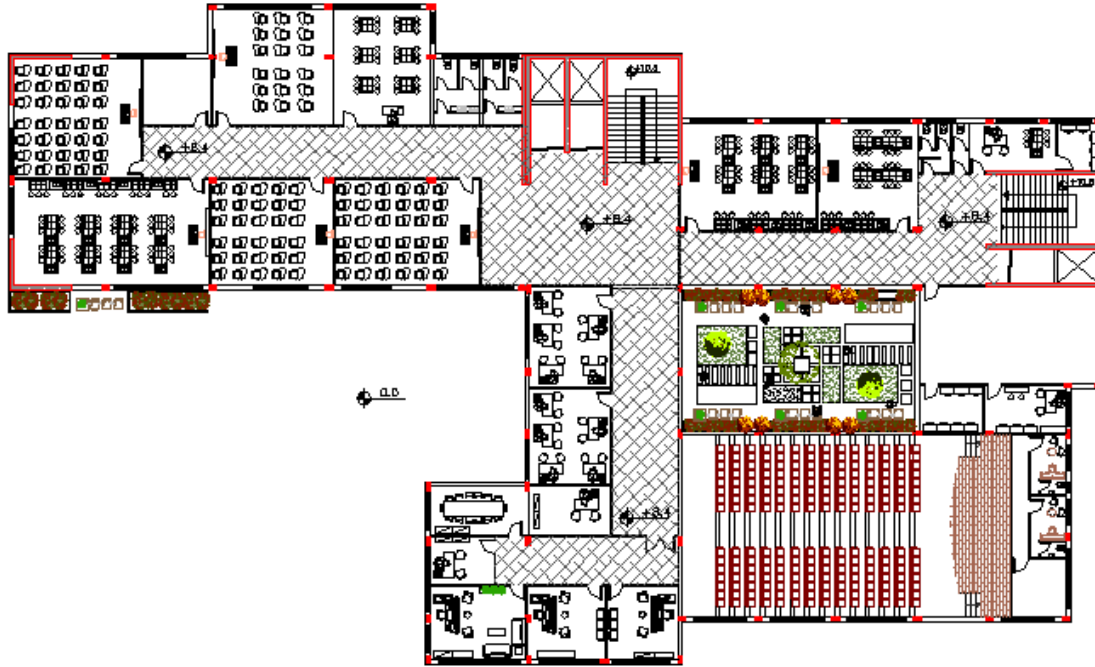
يقع الطابق الأرضي على منسوب +4.20 م والمساحة الإجمالية للطابق الأول فهي تساوي 1898 م².
و يحتوي هذا الطابق على قاعات تدريس ومختبرات و مكاتب موظفين إضافة الى مدرج، الشكل (4-2) يوضح المسقط الأفقي للطابق الأول.



الشكل (4-2) : المسقط الأفقي للطابق الأول.

4-4 الطابق الثاني :-

يقع الطابق الثاني على منسوب +8.40 م بمساحة 1898 م²، و يحتوي هذا الطابق على قاعات تدريس ومختبرات ومكاتب موظفين إضافة الى مدرج. الشكل (5-2) يوضح المسقط الأفقي للطابق الثاني.



الشكل (5-2) : المسقط الأفقي للطابق الثاني.

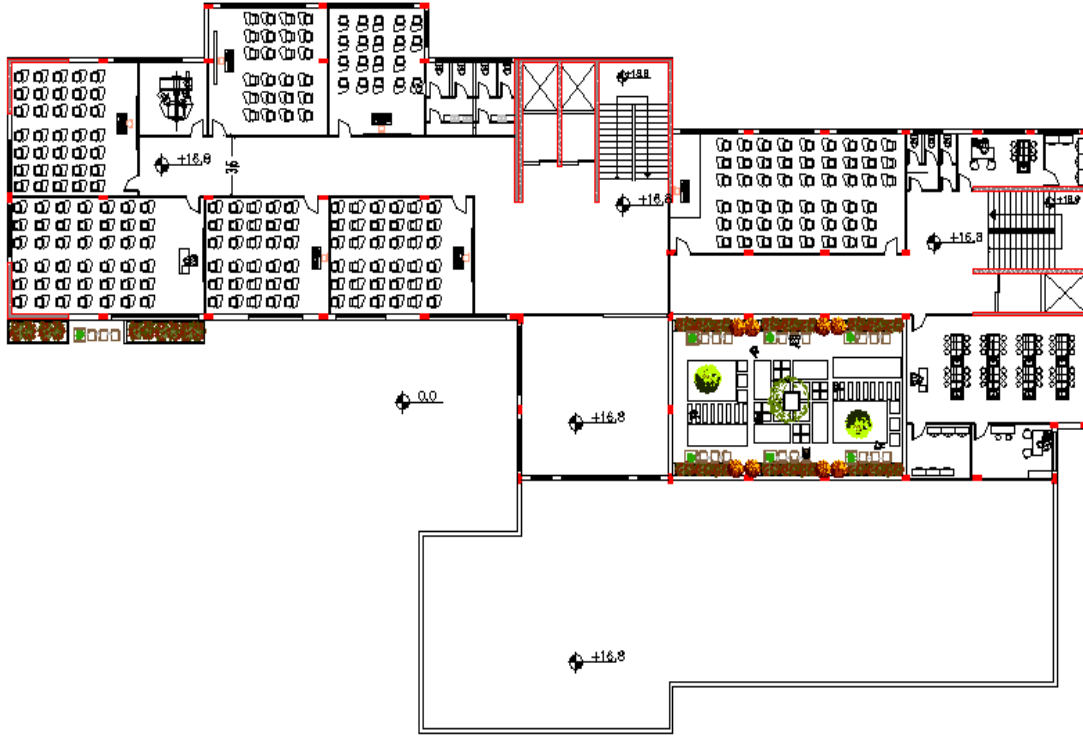
يقع الطابق الثالث على منسوب +12.60 م بمساحة 1898 متر مربع، و يحتوي هذا الطابق على قاعات تدريس ومختبرات ومكاتب موظفين إضافة الى مدرج، و الشكل (2-6) يوضح المسقط الأفقي لهذا الطابق.



الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الثالث.

5-4-2 الطابق الرابع (الأخير) :-

يقع الطابق الثالث على منسوب +16.80 م بمساحة 1368 متر مربع، و يحتوي هذا الطابق على قاعات تدريس ومختبرات ومكاتب موظفين، والشكل (7-2) يوضح المسقط الأفقي لهذا الطابق.



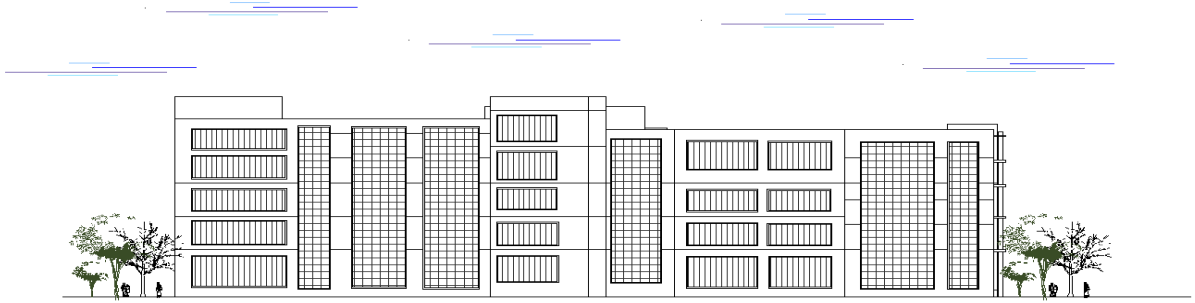
الشكل (7-2) المسقط الأفقي للطابق الرابع.

5-2 الواجهات :

إن الواجهات الناتجة عن أي تصميم معماري تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم واجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال وفيما يلي وصف لجيمع واجهات المشروع .

1-5-2 الواجهة الشمالية :

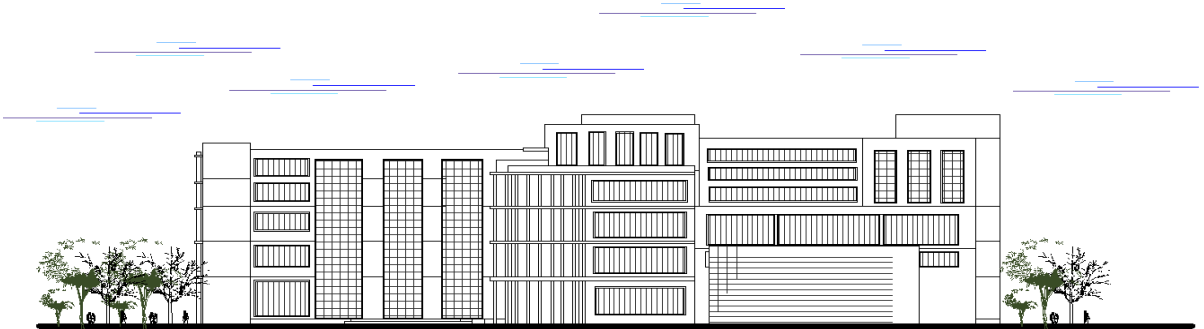
وهي الواجهة الامامية في المشروع حيث تمتاز بالجمال المعماري والتكثف فيها.



الشكل (8-2) الواجهة الشمالية .

2-5-2 الواجهة الجنوبية :

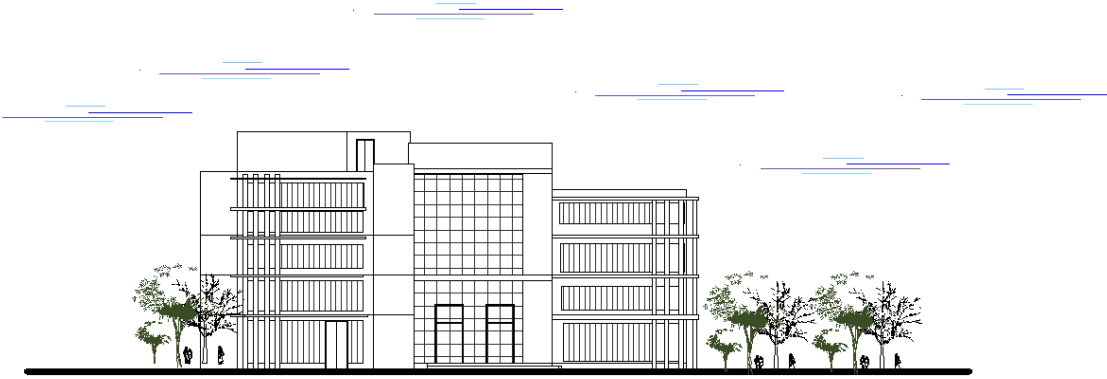
وهي الواجهة الخلفية في المشروع وتمتلك ناحية جمالية معمارية رائعة تكمن في البروزات الحجرية وتوزيع الكتل المعمارية المختلفة في الإظهار.



الشكل (9-2) الواجهة الجنوبية .

3-5-2 الواجهة الشرقية :

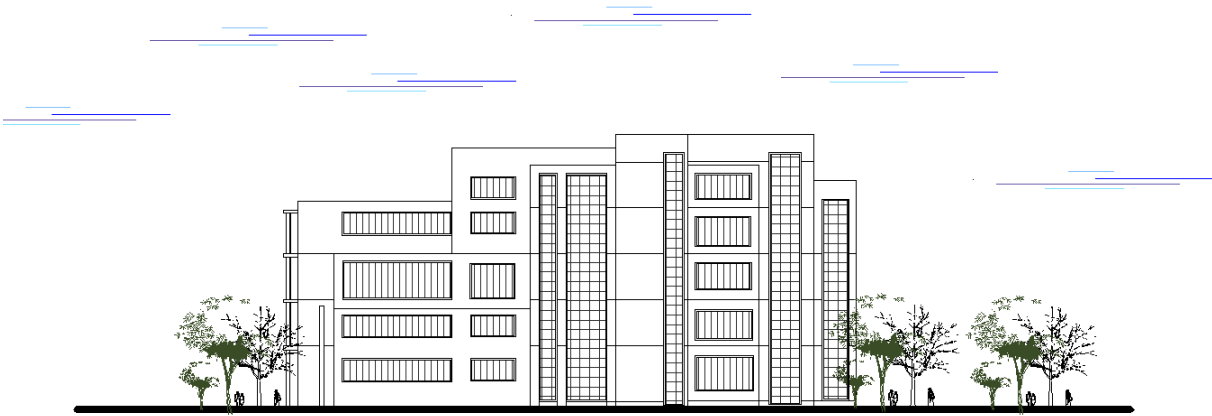
وتعتبر الواجهة الرئيسية بحيث تحتوي على المدخل الرئيسي وهي الواجهة الجانبية للمبنى وتظهر أيضاً الجمال المعماري وبروزات حجرية رائعة.



الشكل (10-2) الواجهة الشرقية .

4-5-2 الواجهة الغربية:

وتظهر هذه الواجهة شكل المبنى من ناحية الغرب حيث تظهر فيها الناحية الجمالية و الإظهار وكذلك فرق المناسيب بين الطوابق.

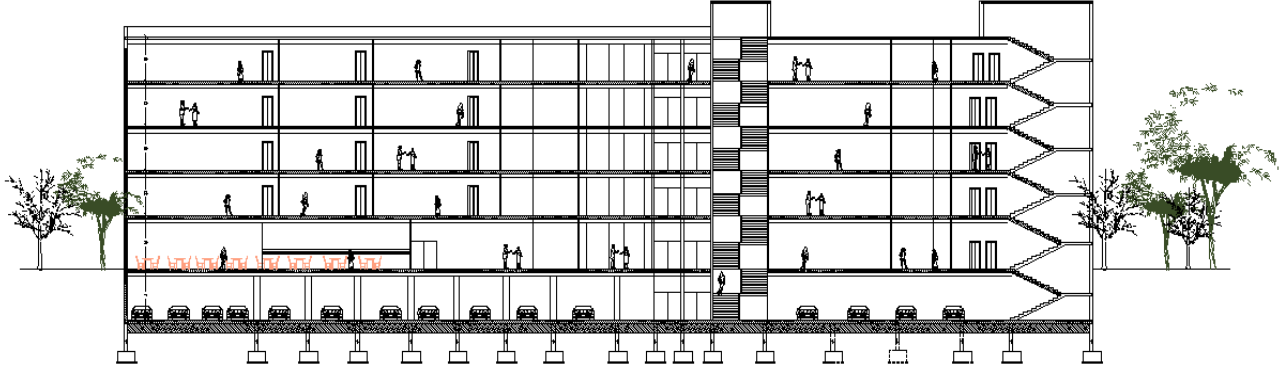


الشكل (11-2) الواجهة الغربية.

6-2 المقاطع :

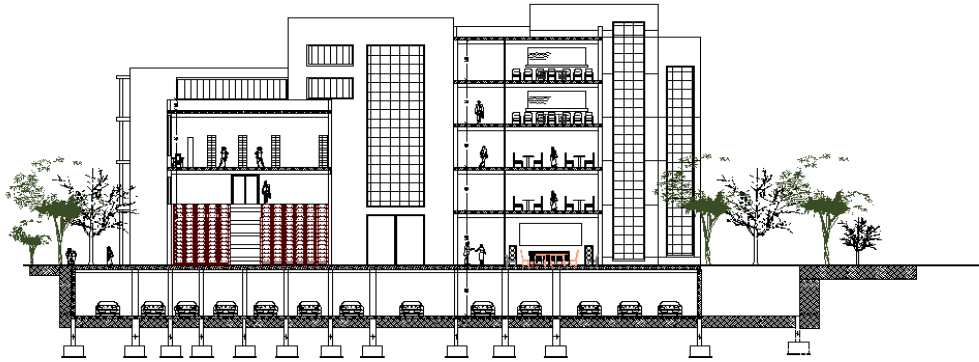
وتظهر هذه المقاطع فروقات المناسيب بين العقدات و الإرتفاع الطابقي في المبنى والتفاصيل الداخلية الأخرى .

1-6-2 المقطع A-A:



الشكل (12-2):المقطع A-A.

2-6-2 المقطع B-B:-



الشكل (13-2):المقطع B-B.

7-2 وصف الحركة :-

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل الكلية إلى خارجها أو بالعكس، حيث تقع طوابق الكلية على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض، وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة، حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ، وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.

8-2 المداخل :-

يحتوي المشروع على المداخل :

- 1 المدخل الرئيسي للكلية ويتميز بكبره، ويقع في الواجهة الشرقية.
- 2 المدخل المؤدي للكافيتيريا.
- 3 المدخل المؤدي الى المدرج في الطابق الارضي.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1-3 مقدمة .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

7-3 فواصل التمدد.

8-3 برامج الحاسوب.

1-3 | مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية في الفصل السابق لابد من الانتقال لدراسة المشروع من الناحية الإنشائية وذلك بدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى بمختلف أنواعها وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع المتطلبات الوظيفية و التشغيلية للمبنى ويحقق عامل الأمان المطلوب ضمن محددات التكلفة الاقتصادية للمشروع .

كما تطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد بما يتناسب مع الوظيفة المعمارية التي صمم لأجلها مع مراعاة عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً، ويحافظ على التصاميم المعمارية.

2-3 | الهدف من التصميم الإنشائي

يعتبر التصميم الإنشائي عملية متكاملة تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الأهداف الوظيفية المرجو منه، و تتلخص هذه الأهداف:-

- عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى المسلطة على المبنى و الإجهادات الناتجة عنها.
 - التكلفة الاقتصادية (Economical) :- يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء والمقاطع الإنشائية المناسبة في مرحلة التصميم تضمن متطلبات الأمان وبأقل تكلفة اقتصادية و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
 - ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability):- تجنب أي خلل في المنشأ مثل الهبوط الزائد (Deflection) و ظهور التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري وتبعد ظروف الراحة المطلوبة في المبنى.
 - الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.
- ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة وفقاً للكود الأمريكي (ACI318-11) (American Concrete Institute)، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام الكود(UBC97) واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

3-3 | مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

1. المرحلة الأولى :

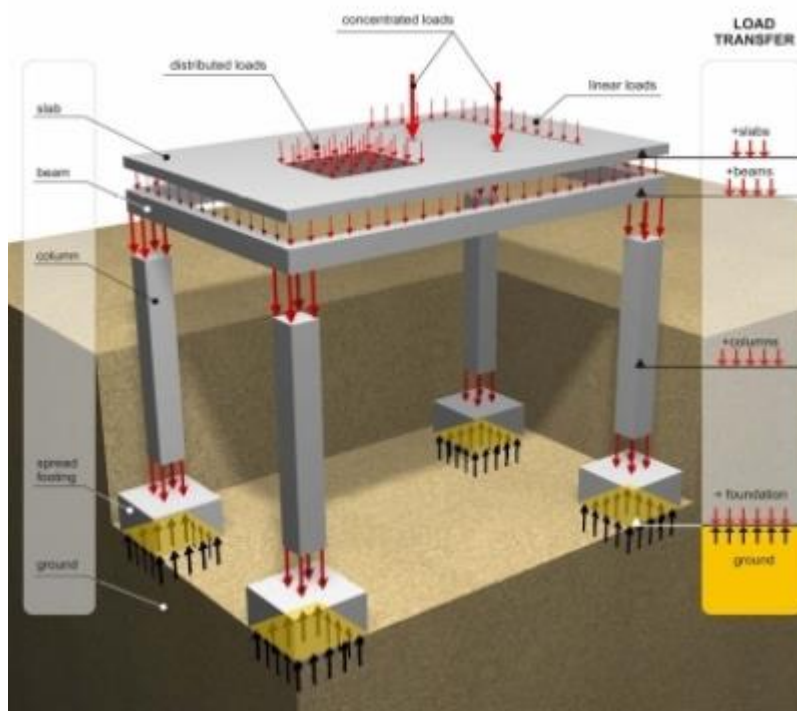
وشملت دراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، و اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع من توزيع للأعمدة والجسور واختيار انواع العقدات المناسبة وتوزيع جدران القص واختيار الأبعاد الأولية للمقاطع تمهيداً لدراساتها وتصميمها بشكل دقيق في المرحلة الثانية في التصميم الإنشائي.

المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل دقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم إختياره ودراسة المشروع باستخدام البرامج الهندسية ونمذجة العناصر ونقل الأحمال إليها ودراسة سلوكها وتصميمها ضمن محددات الكود المستخدم واستخراج المخططات الإنشائية اللازمة لها من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح في كل عنصر من هذه العناصر، تمهيداً لتنفيذها على أرض الواقع ضمن حدود الجدول الزمني للمشروع بشكل عام.

4-3 الأحمال

هي مجموعة القوى المؤثرة على المبنى وتقسم لعدة أنواع من الأحمال لابد من حسابها بشكل دقيق من أجل دراسة وتصميم العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال وتكون وظيفة النظام الإنشائي الذي تم اختياره، نقل جميع الأحمال الرأسية أو الأفقية التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان وفق مسار الأحمال حيث يتم نقل الأحمال من العقدات إلى الجسور ومن الجسور إلى الأعمدة ومن الأعمدة إلى الأساسات بمختلف أنواعها والتي بدورها تنقل الأحمال إلى الأرض، والشكل التالي يوضح مسار نقل الأحمال:



الشكل (1-3) : مسار نقل الأحمال Load path from structure to the ground

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

1-4-3 الأحمال الميتة:

وتشمل الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، وتم حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له، والجدول (1-3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القضارة والمونة الإسمنتية	22
5	الرمال	17

جدول (1-3) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

(Partition load) = 1 kN/m^2

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث القيمة والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة، والمعدات واحمال التنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و تحددها كودات البناء المعمول بها في كل بلد والجدول (2-3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	القاعات والجلوس	4
2	الحمامات	2
3	المراجل والمحركات والمرواح	7.5
4	الممرات و المداخل و الأدراج و الشرفات	4

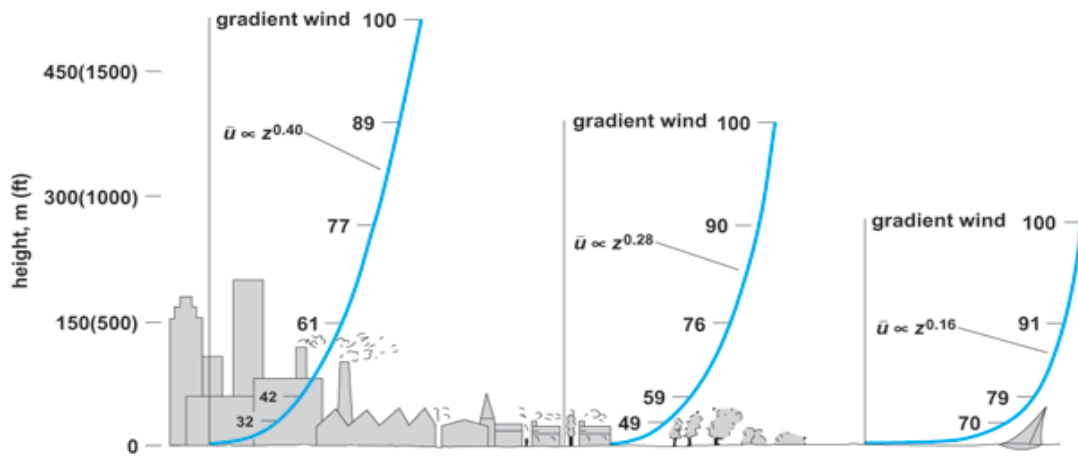
جدول (2-3) : الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقاً للكود الأردني .

3-4-3 الأحمال البيئية :-

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات في الظروف الطبيعية التي تمر على المنشأ كالتلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث القيمة والاتجاه من منطقة لأخرى، و يمكن إعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

1-3-4-3 أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوة أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى و الشكل التالي يوضح تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع :



الشكل (2-3) : تباين سرعة الرياح بالنسبة للإرتفاع variation of wind velocity with height

وتم تحديد حمل الرياح سوف يتم استخدام (UBC-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

$$p = c_e \cdot c_q \cdot q_s \cdot l_w$$

Where:

p : design wind pressure (psf or kN/m²)

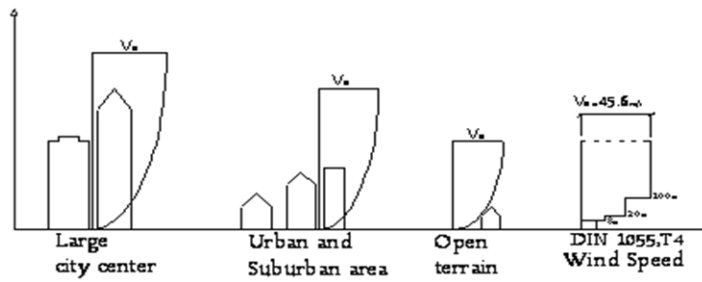
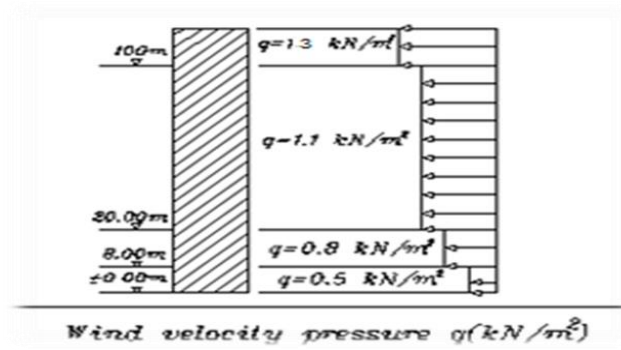
c_e : combined height (ft or m)

c_q : pressure coefficient of structure.

q_s : The pressure manifesting on the surface of a building due to a mass of air with density, moving at a velocity is given by Bernoulli's equation $q_s = \frac{1}{2} \rho v^2 \dots \dots \left(\frac{kN}{m^2}\right)$

l_w : Importance Factor.

ويبين الشكل (3-3) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى.



الشكل (4-3) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

2-3-4-3 أحمال الثلوج :

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر وفقاً للكود الأردني .

الارتفاع عن سطح "h" (المتر)	احمال الثلوج (KN/m^2)
$h < 250$	0
$500 > h > 250$	$(h-250)/1000$
$1500 > h > 500$	$(h-400) / 400$
$2500 > h > 1500$	$(h - 812.5) / 250$

جدول (3-3) : أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

3-4-3-3 أحمال الزلازل :

تنشأ الزلازل بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض المختلفة في الظروف الجيولوجية وينتج عن هذه الحركة اهتزازات أفقية ورأسية، تسبب قوى قص و عزوم واجهادات تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند تصميم العناصر الإنشائية وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوثها .

وتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بحيث لا تقل عن 3 جدران و تماشياً مع الظروف المعمارية الموجودة ومطابقة مركز كتلة المبنى مع مركز الصلابة قدر الإمكان أثناء عملية التصميم.

3-4-3-4 أحمال التمدد و الإنكماش:

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

3-5 الاختبارات العملية

قبل البدء بالدراسة الإنشائية للمبنى، لا بد من عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع وتشمل استكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية و 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 هذه الفحوصات:

- Unconfined Compression test .
- Triaxial test .
- Unconfined Shear test.

لإستخراج نتائج وقيم قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة وذلك لإختيار أنواع الأساسات وطريقة تنفيذها التي تحقق المطلوب في عملية نقل الأحمال.

3-6 العناصر الإنشائية

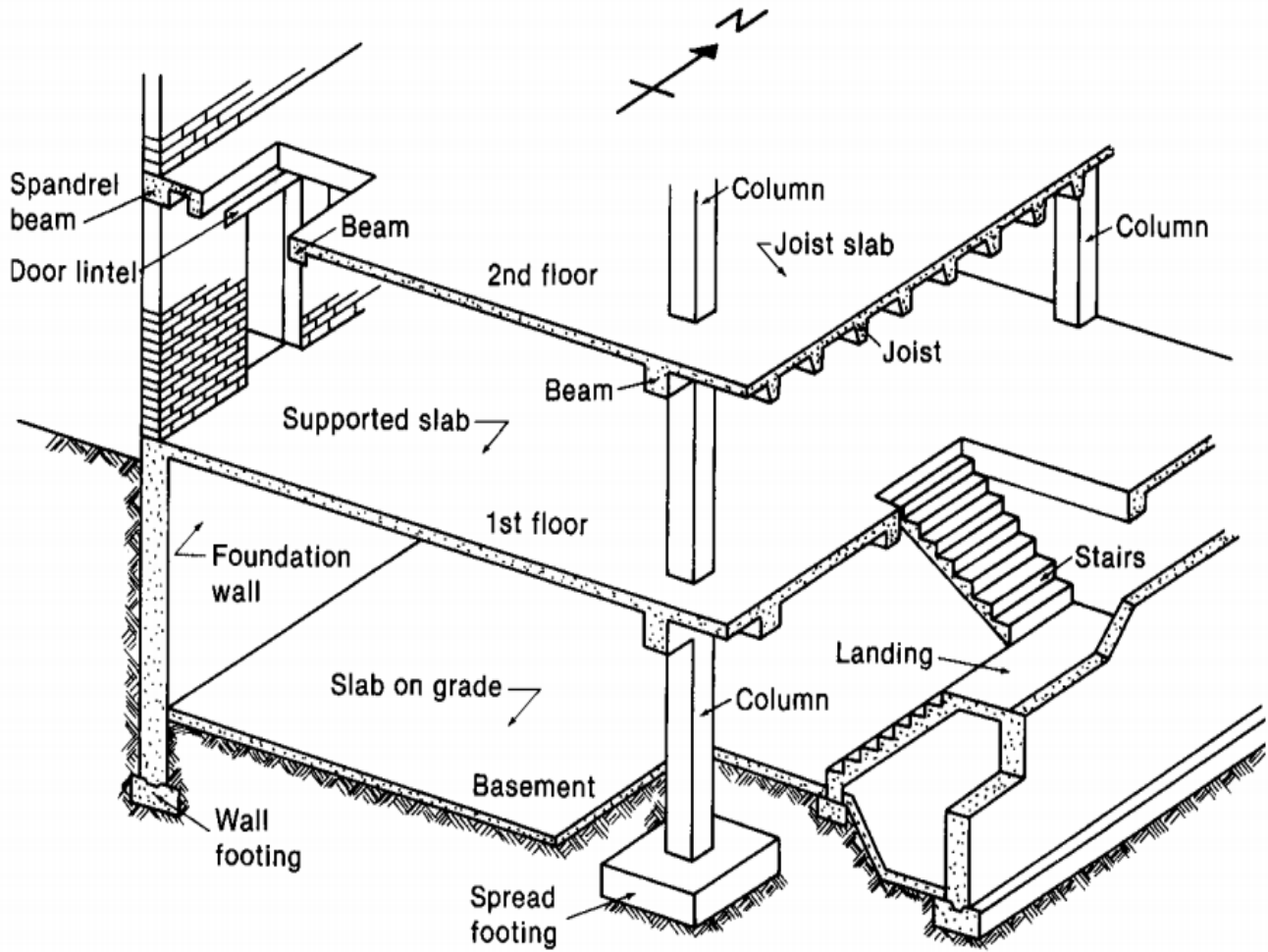
تتكون المباني من مجموعة عناصر إنشائية التي تعمل معاً بشكل متكامل لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتجعل منه مبنى قائماً يؤدي وظيفته التي صمم من أجلها وتشمل:-

(1) الأساسات Foundation .

(2) الأعمدة Columns .

- (3) الجسور Beams .
- (4) العتبات Slabs .
- (5) جدران القص Shear walls .
- (6) الأدراج Stairs .
- (7) جدران استنادية Retaining Walls .
- (8) جدران حاملة Bearing Walls .
- (9) فواصل إنشائية Joint System .

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى :



الشكل (3-5): توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

3-6-1 العقدات :-

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الأعمدة و الجدران و الدراج و الأساسات، دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه تم استخدام بعض أنواع العقدات التالية في المشروع:-

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) المستخدمة في مكرر بيت الدرج والمناطق الأخرى وتقسم إلى :-

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).

- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

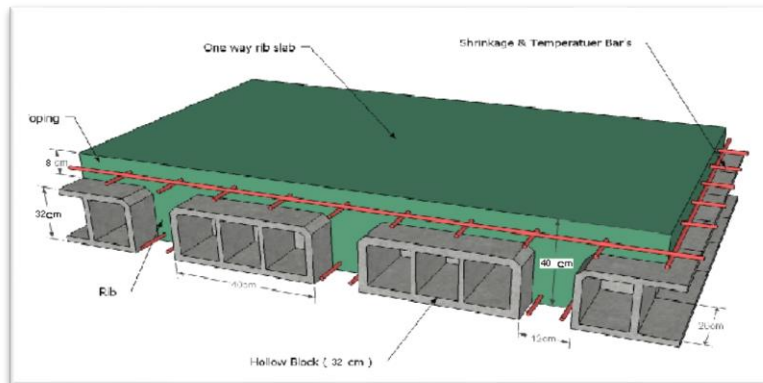
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 5 إلى 6 متر، أما عقدات العصب ذات الاتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، و في التصميم الإنشائي لهذا المشروع استخدمنا نوع واحد وهو عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد فقط .

3-6-1-1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

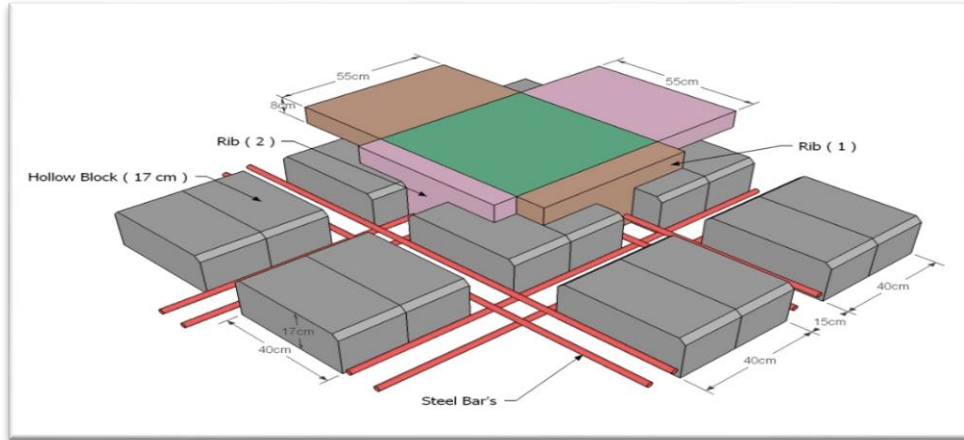
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-6).



الشكل (3-6) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

2-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs) :

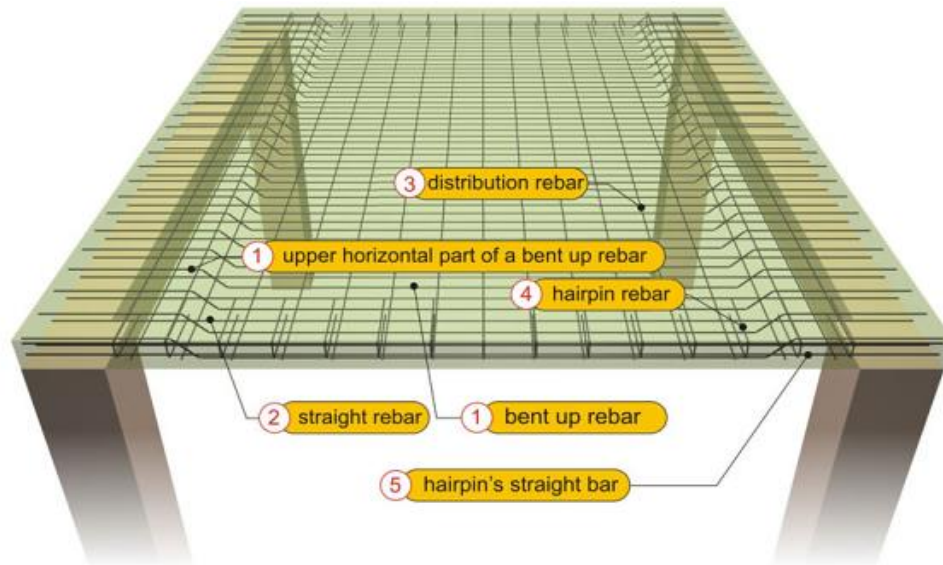
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث تقاطع الأعصاب في الاتجاهين و كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (7-3) ولم نستخدم هذا النوع في مشروعنا .



الشكل (7-3) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3-1-6-3 العقدات المصممة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slabs) :

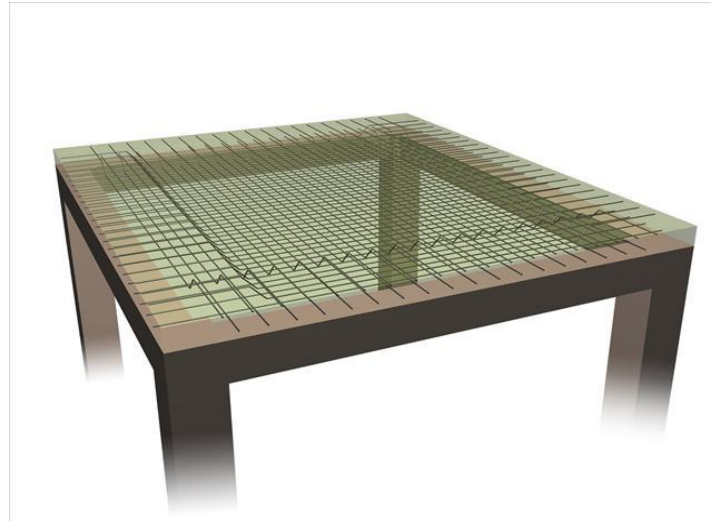
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيراً للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسمانة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات الكراجات والأدراج ويلعب شكل توزيع الجسور في العقدات المصممة و النسبة بين ابعادها الدور الأساسي في تحديد ما إذا كانت العقدة المصممة في اتجاه واحد أو اتجاهين، و الشكل (8-3) يوضح One way solid slab.



الشكل (8-3) : العقدات المصممة ذات الإتجاه الواحد One way solid slab.

4-1-6-3 العتدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

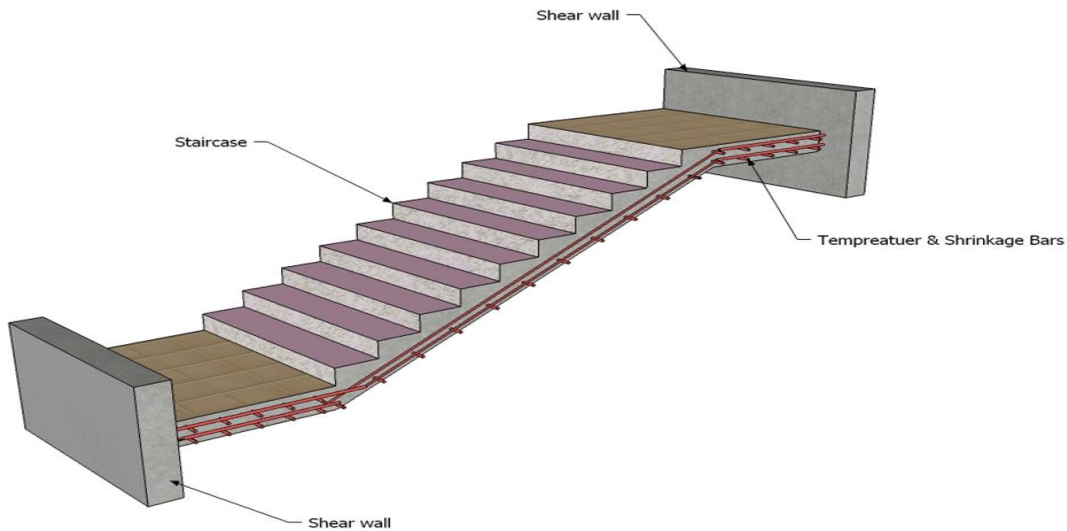
تستخدم في حال النسبة ما بين الإتجاه الطويل إلى الإتجاه القصير للعتدة أقل من 2 ويتم هنا نقل الحمل الواقع عليها في الإتجاهين وتستخدم في الفضاءات الكبيرة نسبياً ويكون التسليح الرئيسي فيها flexural reinforcement بالاتجاهين كما هو موضح في الشكل (9-3) ولم يتم استخدام هذا النوع من العتدات في مشروعنا .



الشكل (9-3) : العتدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2-6-3 الأدرج :-

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عتدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (7-3).

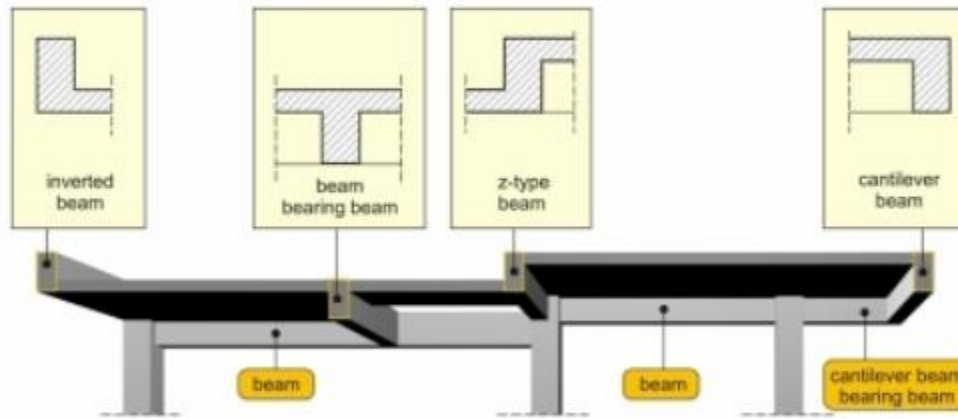


الشكل (10-3): الدرج.

3-6-3 الجسور :-

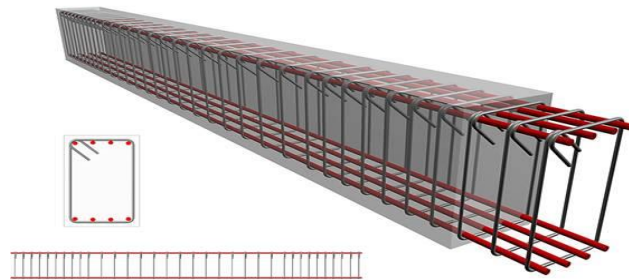
وهي العناصر الإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من مختلف الأنواع من العقدات إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:-

- 1- جسور مسحورة (Hidden Beam) : وهي الجسور التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.
- 2- جسور بارزة (Dropped Beam) : وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمى L-section أو T-section. و الشكل (11-3) يوضح عدة أنواع منها مع مقاطعها المختلفة في العقدات.



الشكل (11-3) المقاطع المختلفة للجسور في العقدات .

يتم تسليح الجسور وفقاً لمتطلبات flexural reinforcement لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص كما هو موضح بالشكل (12-3) .

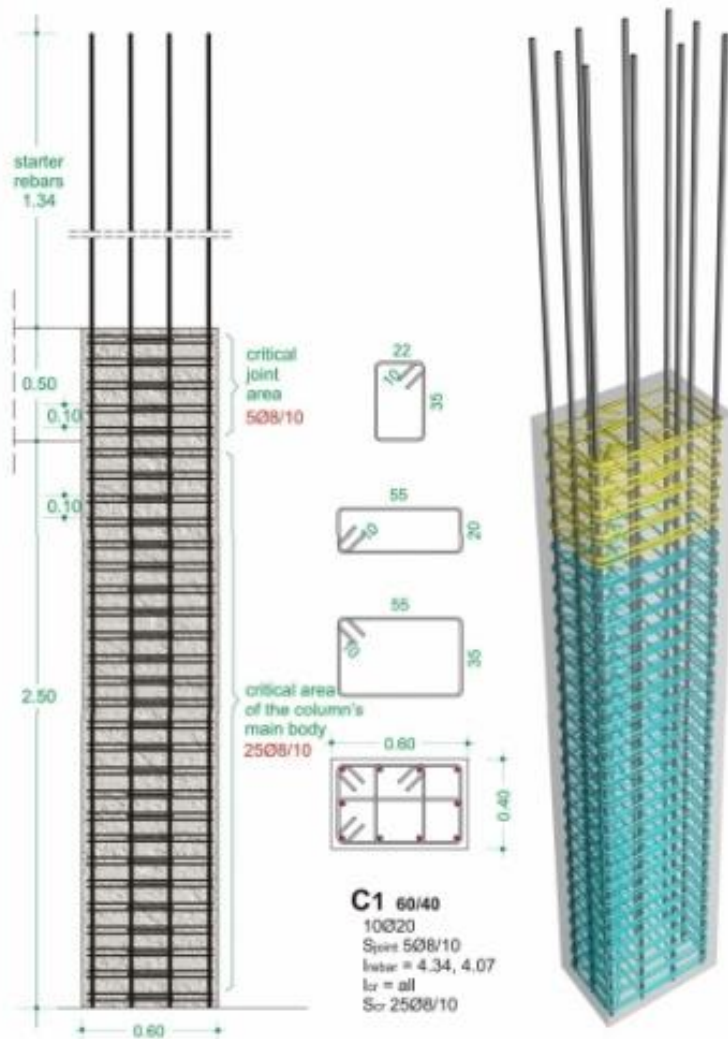


الشكل (12-3) التسليح في الجسور.

3-6-4 الأعمدة:-

هي العناصر الإنشائية في البناء الهيكلي التي تقوم بنقل الأحمال الواقعة عليها من الجسور إلى الأساسات لذلك لابد من تصميمها بشكل دقيق لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة من ناحية إنشائية نوعين الأعمدة القصيرة (short column) و الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل، لمقاطع 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 والشكل (3-13) يوضح غالبية الأعمدة المستخدمة في المشروع وهي الأعمدة المستطيلة.



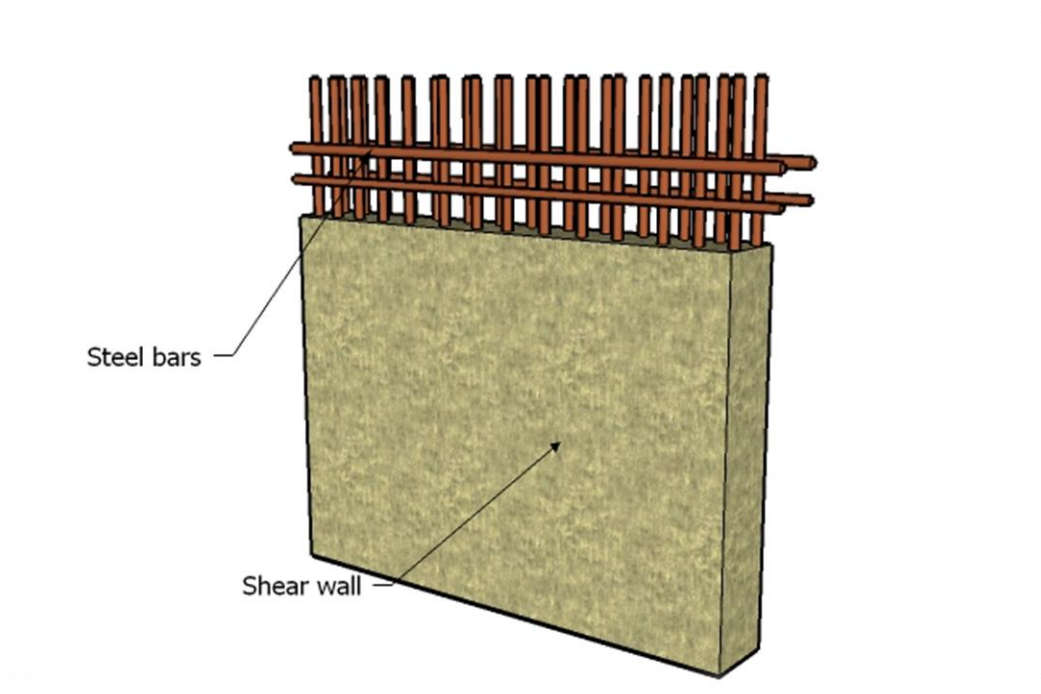
الشكل (3-13) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5 جدران القص:-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall)، 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 (center of rigidity) الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى (center of mass) أقل ما يمكن .

وأن تكون هذه الجدران بالأبعاد التصميمية المطلوبة لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية، والشكل (3-14) يوضح جدار قص وشكل التسليح فيه.



الشكل (3-14) : جدار قص.

3-6-6 الأساسات:-

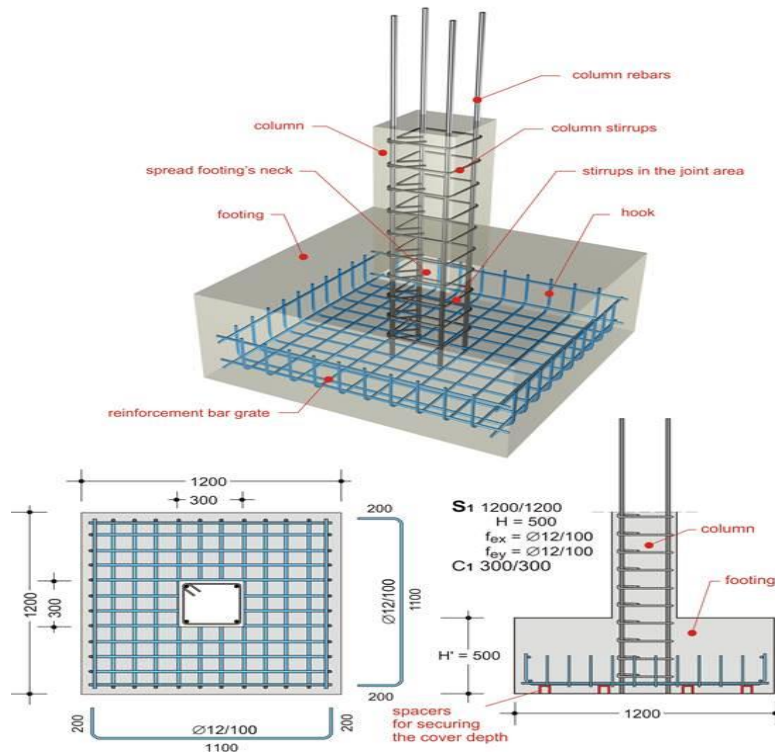
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة أشكال كأن يكون

أساسات لقواعد شريطية (strip footing), أو أساسات لقواعد منفصلة (isolated footing), أو أساسات حصيرة (mat 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 foundation).

وفيما يلي بعض أنواع الأساسات :

- 1- أساسات منفردة (Isolated Foundation).
 - 2- أساسات مزدوجة (Combined Foundation).
 - 3- أساسات شريطية (Strip Foundation).
 - 4- أساسات حصيرة (Mat Foundation).
- وتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها , الشكل (3-15) يوضح شكل الأساس المنفصل وتفاصيل التسليح فيه.



الشكل (3-15): أساسات منفردة (Isolated Foundation).

7-3 فواصل التمدد

تنفذ 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 لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي 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 (3 سم)

3- 8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2007&2014) for Drawings Structural and Architectural .
2. Microsoft Office (2010) For Text Editing .
3. Microsoft Excel 2016 .
4. Atir 12 .
5. Etabs 2016 .
6. Safe 2016 .

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-3 Design of Topping.

4-4 Design of One Way Rib Slab.

4-5 Design of Beam.

4-6 Design of Column.

4-7 Design of Staircase.

4-8 Design of Isolated Footing.

4-9 Design of Basement Wall.

4-10 Design of Shear Wall.

4-11 Design of Retaining Wall.

4-1 | Introduction

Reinforced concrete (RC) is a versatile composite and one of the most widely used materials in modern construction. Concrete is a relatively brittle material that is strong under compression but less so in tension. Plain, unreinforced concrete is unsuitable for many structures as it is relatively poor at withstanding stresses induced by vibrations, wind loading and so on.

To increase its overall strength, steel rods, wires, mesh or cables can be embedded in concrete before it sets. This reinforcement, often known as rebar, resists tensile forces. By forming a strong bond together, the two materials are able to resist a variety of applied forces, effectively acting as a single structural element.

Reinforced concrete can be precast or cast-in-place (in situ) concrete, and is used in a wide range of applications such as; slab, wall, beam, column, foundation, and frame construction.

4-1-1 Concrete and its Classifications:

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures, **Structural concrete can be classified into:**

- Lightweight concrete with a unit weight from about 1350 to 1850 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from aggregates of expanded shale, clay, slate, and slag.
- Normal-weight concrete with a unit weight from about 1800 to 2400 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from the most commonly used aggregates— sand, gravel, crushed stone.
- Heavyweight concrete with a unit weight from about 3200 to 5600 ($\frac{kg}{m^3}$) produced from such materials such as barite, limonite, magnetite, ilmenite, hematite, iron, and steel punching or shot. It is used for shielding against radiations in nuclear reactor containers and other structures.

4-1-2 Compressive strength of concrete:

The strength of concrete is controlled by the proportioning of cement, coarse and fine aggregates, water, and various admixtures. The most important variable is (w/c) ratio.

Concrete strength (f'_c) – uniaxial compressive strength measured by a compression test of a standard test cylinder (150 mm diameter by 300 mm high) on the 28th day–ASTM C31, C39. In many countries, the standard test unit is the cube (200 x 200 x 200 mm).

The concrete strength depends on the size and shape of the test specimen and the manner of testing. For this reason the cylinder (Ø 150mm by 300 mm high) strength is 80% of the 150 mm cube strength and 83% of the 150 mm cube strength, **figure (4-1)** demonstrate relation between cylinder and cube concrete test.

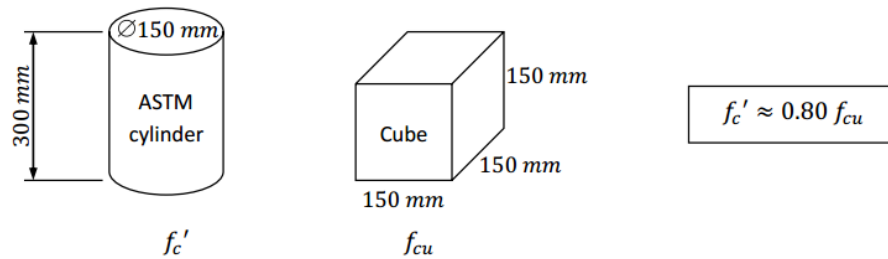


Figure (4-1) relation between cylinder and cube concrete test.

4-1-3 Modulus of Elasticity of concrete:

The modulus of elasticity of concrete varies, unlike that of steel, with strength. A typical stress-strain curve for concrete in compression is shown. The initial modulus (tangent at origin), the tangent modulus (at $0.5 f'_c$), and the secant modulus are noted. Usually the secant modulus at from 25 to 50% of the compressive strength f'_c is considered to be the modulus of elasticity.

For normal weight concrete, shall be permitted to be taken as $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ (Map), **figure (4-2)** demonstrate stress-strain curve of concrete.

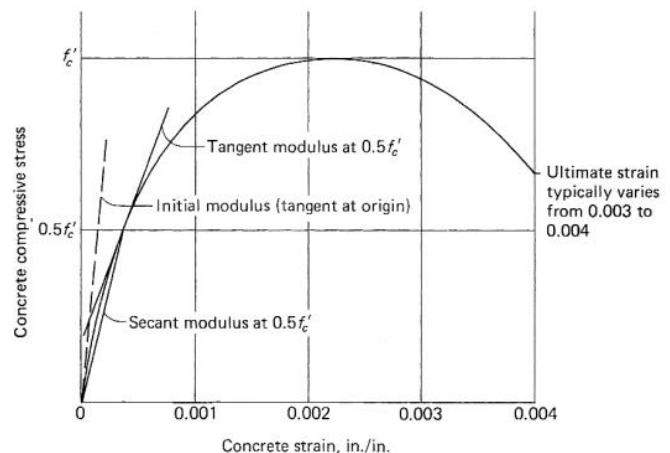


Figure (4-2) stress-strain curve of concrete.

4-1-4 Strength Design method (Ultimate strength method):

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

The strength design method may be expressed by the following:

$$\text{Strength provided} \geq [\text{strength required to carry factored loads}]$$

Where the "strength provided" (such as moment strength) is computed in accordance with the provisions of a building code, and the "strength required" is that obtained by performing a structural analysis using factored loads.

4-1-5 Load Factors U and strength reduction Factor ϕ :

According to (ACI 318-11 9.2.1) the factor U for overload is given:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.0W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Where:

D : dead load .

L : live load.

L_r : roof live load.

S : snow load.

R : rain load.

W : Wind load.

E : Earthquake load.

The factor ϕ (under strength factor) according to ACI demonstrated in figure (4-3).

Strength Condition	ϕ Factors
1. Flexure (with or without axial force)	
Tension-controlled sections	0.90
Compression-controlled sections	
Spirally reinforced	0.75
Others	0.65
2. Shear and torsion	0.75
3. Bearing on concrete	0.65
4. Post-tensioned anchorage zones	0.85
5. Struts, ties, nodal zones, and bearing areas in strut-and-tie models	0.75

Figure (4-3) values of understrength factors related to strength condition.

4-1-6 General considerations:

- 1- ACI 318-11 Building code will be used in this project.
- 2- UBC-97 code will be used for lateral loads.
- 3- Ultimate strength design method will be used during the analysis and design of this project.
- 4- The compressive strength of concrete for all structural elements is **B300** which equals to $f'_c = 24 \text{ Mpa}$.
- 5- Yield strength of reinforcing rebar's $f_y = 420 \text{ Mpa}$.

4-2 | Check of Minimum Thickness of Structural Member:

It will be determined according to (ACI 318-11) to achieve deflection requirements, Figure (4-4) provided minimum thickness from code.

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections			
Solid one-way slabs	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Notes:
 Values given shall be used directly for members with normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
 a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c , in the range of 1440 to 1840 kg/m³, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0003w_c)$ but not less than 1.09.
 b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

We take the longest beam and rib, then we compare between them in table (4-1).

Supporting type	min. thickness equation	Rib & Beam	No. of span	min. thickness
One end continuous	$\frac{L}{18.5}$	$B - R1$	6	$\frac{5.05}{18.5} = 27 \text{ cm}$
Both end continuous	$\frac{L}{21}$	$B, B7$	6	$\frac{7.53}{21} = 35 \text{ cm}$

Table (4-1) Determination of thickness for ribs and beams from maximum values of cases.

The thickness of slab provided from (ACI 318-11) to achieve requirements of deflection, depends on the Flexural stiffness of slab, by manual calculation comes about

$$h_{min} = 35 \text{ cm}.$$

So, select Slab thickness $h = 35 \text{ cm}$ (27 cm Hollow Block + 8 cm Topping).

4-3 | Design of Topping:

4-3-1 Load calculations:

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of **1 meter width** and span of hollow block length with both end fixed in the ribs, **Table (4-2)** shows Load calculations on topping.

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 = 0.69$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 = 0.66$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 = 1.19$
Topping	0.08	25	$0.08 \times 25 = 2$
$\sum$ Dead loads			4.54 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-2) Dead Load calculations on topping.

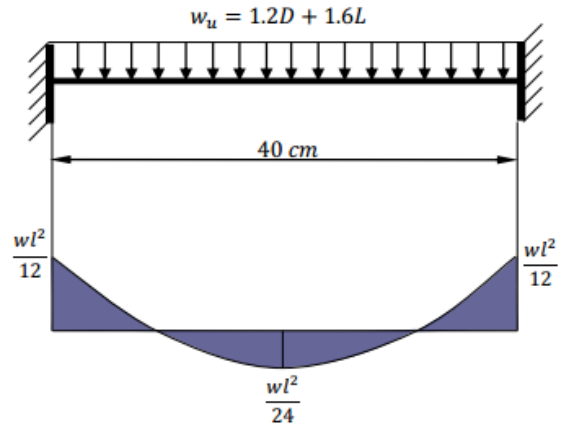
Live load calculations = $4 \times 1 = 4 \left(\frac{kN}{m} \right)$

4-3-2 Factored Load:

Total Factored Load:

$$w_u = 1.2 (4.54) + 1.6(4) = 11.85 \left(\frac{kN}{m} \right)$$

Figure (4-5) Topping statically system.



$$M_u = \frac{w_u L^2}{12} = \frac{11.85 \times 0.4^2}{12} = 0.158 \text{ kN.m} \dots \text{for (1m) of strip width}$$

Strength condition for plain concrete:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{ACI 22.5.1}) \dots \text{where } \phi = 0.55$$

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f_c'} S_m \quad \text{Where } S_m \text{ for rectangular section of the slab : } S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \times 80^2}{6}$$

$$M_n = 0.42 \times \sqrt{24} \times \frac{1000 \times 80^2}{6} = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$0.55 \times 2.19 = 1.2 \text{ kN.m} \gg M_u = 0.158 \text{ kN.m}$$

NO Reinforcement is required by analysis, According to (ACI 10.5.4) ., provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018 \quad \text{According to (ACI 7.12.2.1)}$$

$$A_s = \rho b t = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2 \text{ for 1m strip}$$

Step (s,max) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ **control**
2. 450mm.
3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 20} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$

Take $\phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both direction, $S = 200 \text{ mm} < S_{max} = 240 \text{ mm} \dots OK$

4-4 | Design of One Way Rib Slab

4-4-1 Determination of geometry:

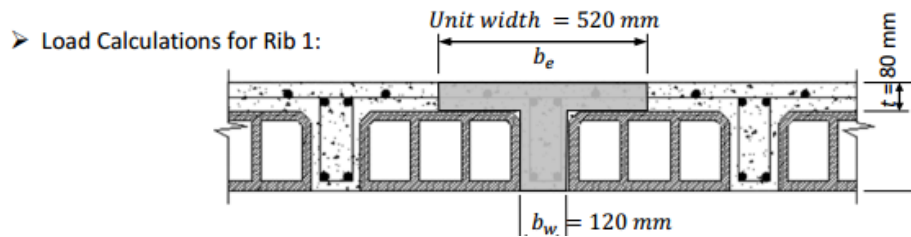
Requirements for Ribbed Slab (T-Beam Consideration According to ACI- 318-11).

$$b_w \geq 10 \text{ cm} \dots \text{select } b_w = 12 \text{ cm}$$

$$h \leq 3.5b_w = 3.5 \times 12 = 42 \text{ cm} \dots \text{select } h = 35 \text{ cm}$$

$$t_f \geq \frac{L_n}{12} \geq 50 \text{ mm} \dots \text{select } t_f = 8 \text{ cm}$$

Figure (4-6) shows typical section of rib with overall slab thickness $h = 35 \text{ cm}$.



4-4-2 Load calculations for Rib:

$$f_c' = 24 \text{ Mpa} , f_y = 420 \text{ Mpa} , L_l = 2 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 \times 0.52 = 0.359$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 \times 0.52 = 0.619$
Topping	0.08	25	$0.08 \times 25 \times 0.52 = 1.04$
RC Rib	0.27	25	$0.27 \times 25 \times 0.12 = 0.81$
Hollow Block	0.27	10	$0.27 \times 10 \times 0.40 = 1.08$
Plaster	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.52 = 0.343$
Σ Dead loads /rib			$4.59 \left(\frac{kN}{m} \right)$

Table (4-3) Dead Load calculations of rib.

Live load calculations = $4 \times 0.52 = 2.08 \left(\frac{kN}{m} \right) / \text{rib}$

Figure (4-7) shows the location of rib in slab drawing plan.

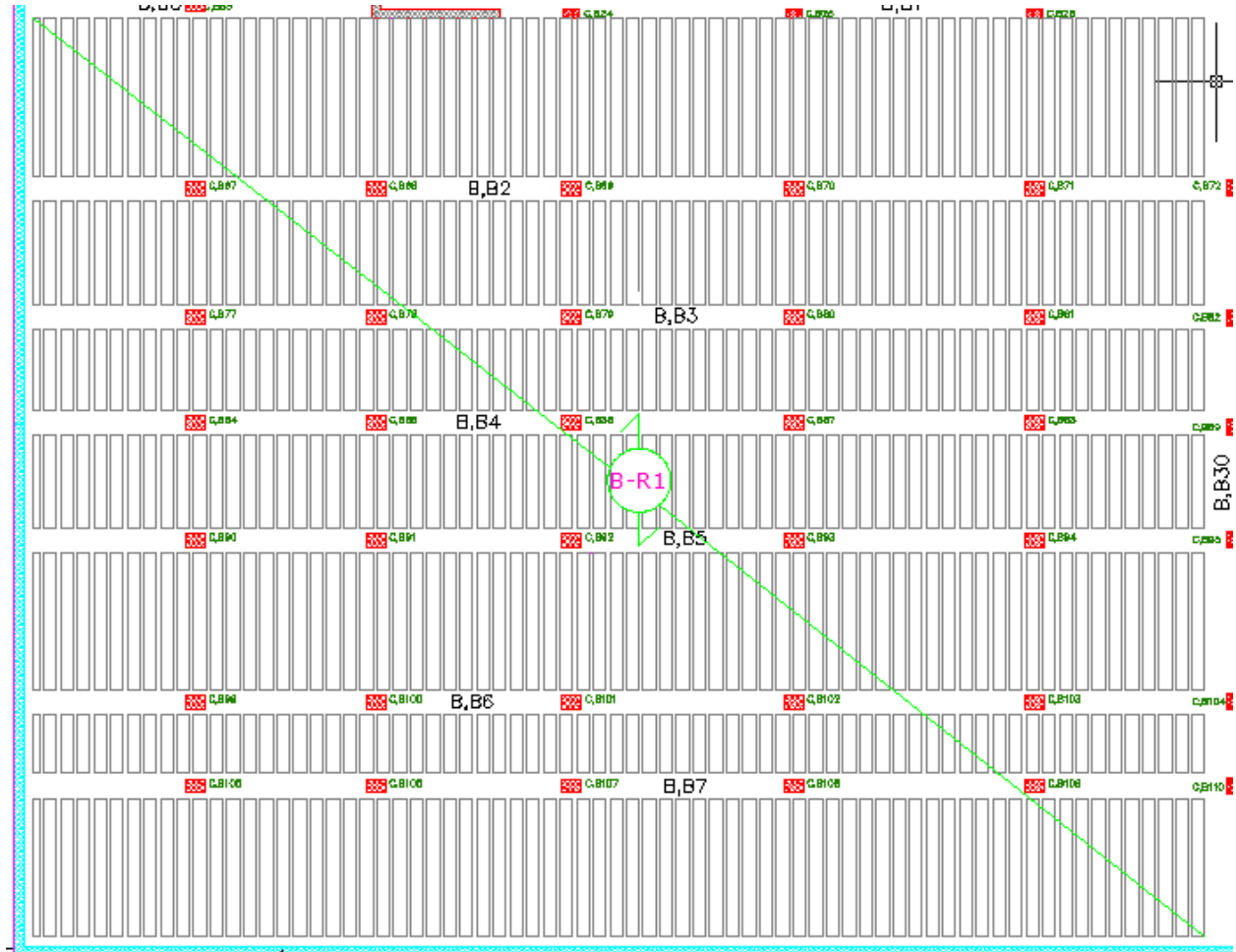


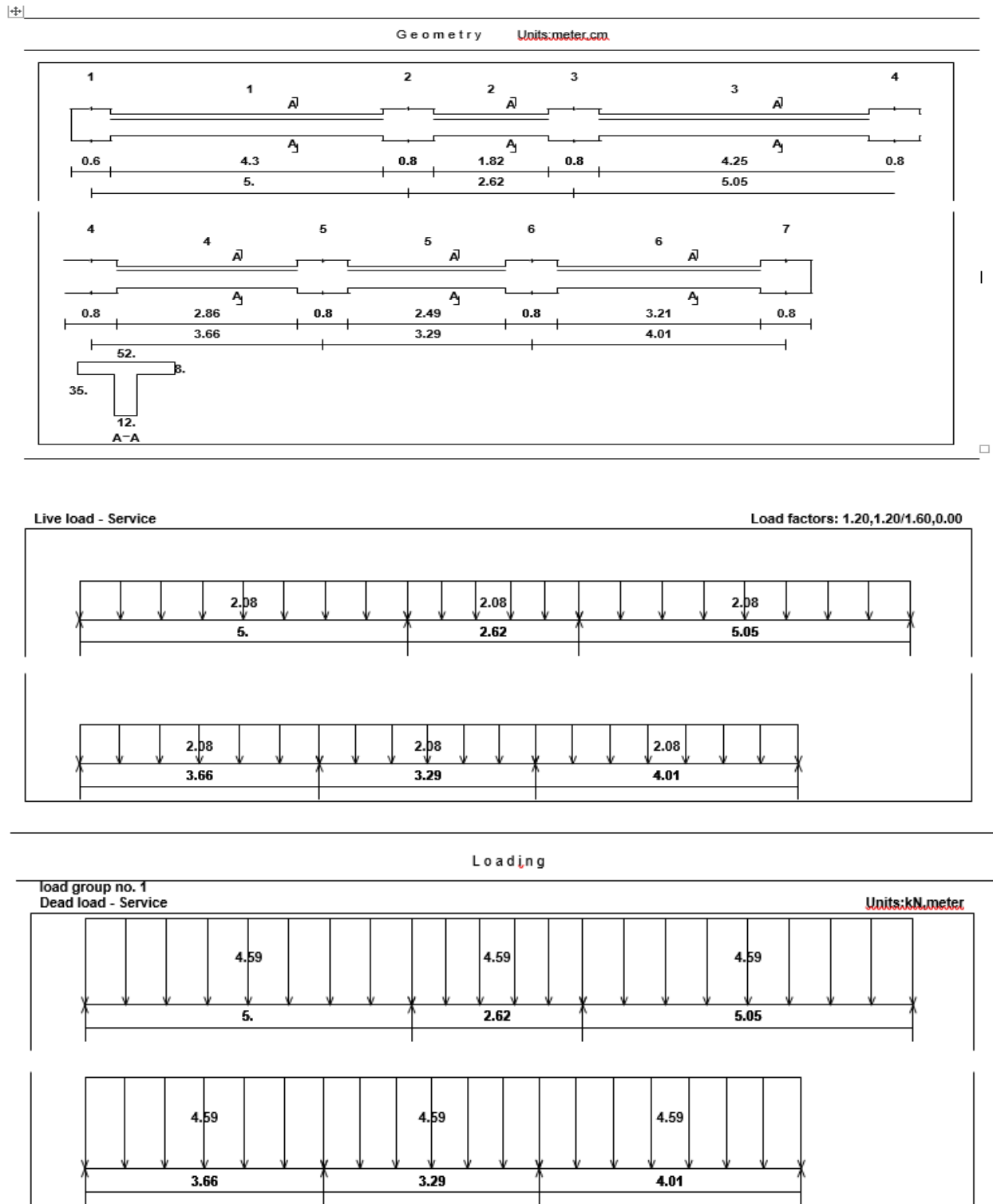
Figure (4-7) location of Rib (B-R1) in slab drawing plan.

Check for chosen effective flange width (b_e) According to (ACI 318-11)

b_e is the smallest of :

- (1) $b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{1820}{4} = 455 \text{ mm} \dots \text{OK} \dots$ where (L) is the smallest clear span of the rib.
- (2) $b_e \leq b_w + 16h_f = 120 + 16(80) = 1400 \text{ mm}.$
- (3) $b_e \leq \text{center to center between adjacent beams} = 400 + 120 = 520 \text{ mm}.$

4-4-3 Structural analysis of Rib (B-R1):



The envelope shear and moment diagrams (for all load combinations). Using the structural analysis and design program (Atir 12) we obtain the Envelope Moment diagram for Rib(B-R1).

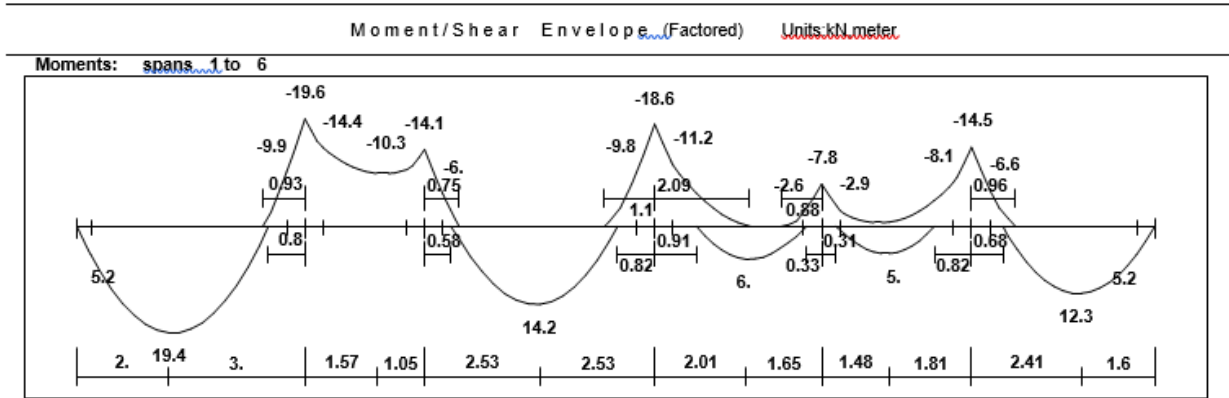


Figure (4-9) Moment envelop diagram.

4-4-4 Design Rib for Flexure (B-R1):

Design of (B-R1) for positive moments

Assume bar diameter $\emptyset 12$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314 \text{ mm}$$

The maximum positive moment in all spans of Rib21 $M_u = +19.4 \text{ kN.m}$

Check if $(a > h_f)$:

$$M_{nf} = 0.85 f_c' b h_f \left(d - \frac{h_f}{2} \right) = 0.85 (24) \cdot (520) \cdot (80) \cdot \left(314 - \frac{80}{2} \right) = 232.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{nf} = 232.53 \text{ kN.m} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{19.4}{0.9} = 21.6 \text{ kN.m} \dots a < h_f$$

The section will be designed as rectangular section with $b = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{19.4 \times 10^6}{0.9 \cdot 520 \cdot 314^2} = 0.420 \text{ MPa}, \quad m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.420 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.001010$$

$$A_s = \rho b d = 0.001010 \cdot 520 \cdot 314 = 164.91 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 120 \cdot 314 = 109.88 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 120 \cdot 314 = 125.6 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_s = 164.91 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 125.6 \text{ mm}^2 \dots \text{select } A_s = A_{req} = 164.91 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 2\emptyset 12 \text{ with } A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 1.6491 \text{ cm}^2$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{226 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 520} = 8.95 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{314 - 10.53}{10.53} \right) = 0.086 > 0.005 - OK$$

Note that:

Moments equals or **less than** $M_u = +19.4 \text{ kN.m}$, use $2\emptyset 12$ for each rib span.

So that other positive moments

$M_u = +14.2, +12.3 \text{ kN.m} < M_u = +19.4 \text{ kN.m}$ have reinforcement of $2\emptyset 12$ for each rib span.

Design of (Rib B-R1) for negative moments:

The maximum positive moment in all spans $M_u = -14.4 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter $\emptyset 12$ for main negative reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{14.4 \times 10^6}{0.9 \cdot 520 \cdot 314^2} = 0.312 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.312 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.000749$$

$$A_s = \rho b d = 0.000749 \cdot 520 \cdot 314 = 122.26 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,req} = 122.26 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 125.6 \text{ mm}^2 \dots \text{select } A_s = A_{s,min} = 125.6 \text{ mm}^2$$

Use $2\emptyset 12$ with $A_s = 2.262 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 1.256 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{226.2 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 120} = 38.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{38.8}{0.85} = 45.64 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{314 - 45.64}{45.64} \right) = 0.0176 > 0.005 \text{ -- OK}$$

Note that:

Moments equals or **less than** $M_u = -14.4 \text{ kN.m}$, use $2\phi 12$ for each rib span.

So that other negative moments:

$M_u = -10.3, -11.2, -2.9, -8.1 \text{ kN.m} < M_u = -14.4 \text{ kN.m}$ Have reinforcement of $2\phi 12$ for each rib span.

4-4-5 Design Rib for Shear:**4-4-5-1 Design procedure for shear:**

Design of cross section subjected to shear and Flexure:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Where:

V_u : factored shear force at the section .

V_n : the nominal shear strength ;

$$V_n = V_c + V_s$$

V_c : the nominal shear strength provided by concrete.

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad , \lambda = 1.0 \text{ for normal weight concrete.}$$

V_s : the nominal shear strength provided by shear reinforcement (stirrups).

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

➤ Shear conditions and cases (Items):

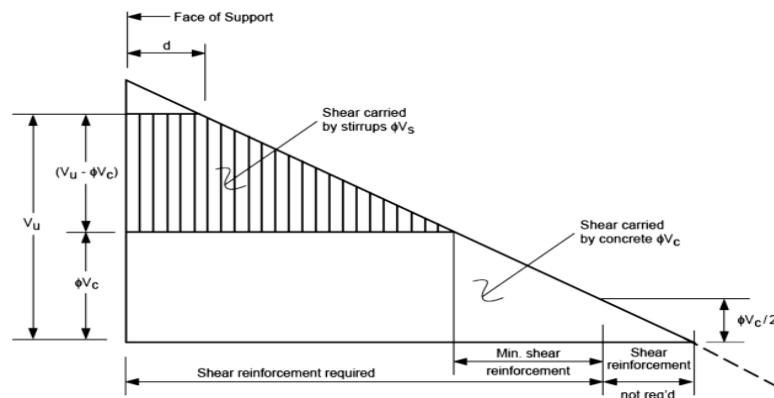


Figure (4-10) Shear diagonal.

Check for dimensions:

According to (ACI), V_s **shall not** be taken greater than $V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d$, So :

If $V_s > V_{s,max}$ the section must be enlarged (Dimensions are not enough) where:

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

Case I:

$$V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c \quad - \text{NO shear reinforcement is required.}$$

Case II:

$$\frac{1}{2} \phi V_c < V_u \leq \phi V_c \quad - \text{Minimum shear reinforcement is required (} A_{v,min} \text{)}$$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w s}{f_{yt}}, \text{ Or in the form:}$$

$$\left(\frac{A_{v,min}}{s} \right) \text{ the maximum of } \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} \\ \geq \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}}$$

Here:

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Where:

s : step of stirrups (spacing between stirrups).

f_{yt} : yield stress of stirrups .

Case III:

$$\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + V_{s,min})$$

$$\left(\frac{A_{v,min}}{s} \right) = \frac{V_{s,min}}{f_{yt} d} \rightarrow V_{s,min} = \left(\frac{A_{v,min}}{s} \right) f_{yt} d$$

Then, $V_{s,min}$ is the maximum of:

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f_c'} b_w \cdot d \quad , \quad V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d$$

Minimum shear reinforcement is provided ($A_{v,min}$) with:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Case IV:

$$\phi(V_c + V_{s,min}) < V_u \leq \phi(V_c + V_{s'}) \quad - \text{stirrups are required}$$

$$\text{Where: } V_{s,min} < V_s \leq V_{s'} \quad , \quad V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad , \quad V_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right) = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

Here:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Case V:

$$\phi(V_c + V_{s'}) < V_u \leq \phi(V_c + V_{s,max}) \quad - \text{stirrups are required}$$

$$\text{Where: } V_{s'} < V_s \leq V_{s,min} \quad , \quad V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad , \quad V_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d \quad \text{And} \quad \left(\frac{A_v}{S}\right) = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

Here:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 300 \text{ mm}$$

The shear envelopes of Rib that we consider to design it (B-R1) is:

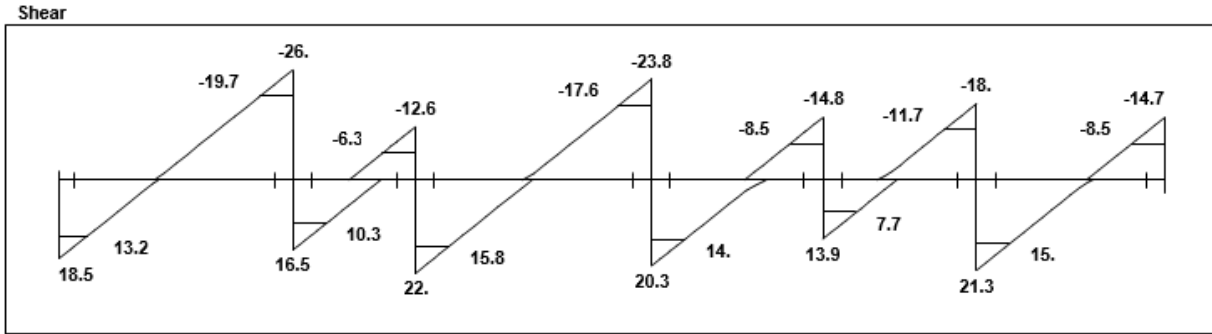


Figure (4-11) Shear envelop diagram.

The maximum shear force at the distance d from the face of support $V_u = 19.7 \text{ kN}$.

According to (ACI) Shear strength, V_c provided by concrete for the ribs may be taken 10% greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely spaced ribs.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$V_c = 1.1 \times \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = 1.1 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \cdot 120 \cdot 314 = 33.84 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 33.4 = 25.38 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{25.38}{2} = 12.69 \text{ kN} < V_u = 19.7 \text{ kN} < \phi V_c = 25.38 \text{ kN} \quad - \text{Case II}$$

So, Minimum shear reinforcement is required.

$$\left(\frac{A_{v,min}}{S} \right) \text{ the maximum of } \geq \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} \times \frac{120}{420} = 95.23 \times 10^{-3} \quad - \text{controlled}$$

$$\geq \frac{1}{16} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times \frac{120}{420} = 87.48 \times 10^{-3}$$

Try $\phi 8$ stirrup (2 legs) with $A_{v,\phi 8} = 100.53 \text{ mm}^2$

$$\frac{100.55}{S} = 95.23 \times 10^{-3} \rightarrow S = 1055.86 \text{ mm}$$

But:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157 \text{ mm} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use $\varnothing 8 @ 15 \text{ cm} < S_{max} = 15.7 \text{ cm}$

4-5 | Design of Beam (B,B7)

Figure (4-7) shows the location of rib in slab drawing plan.

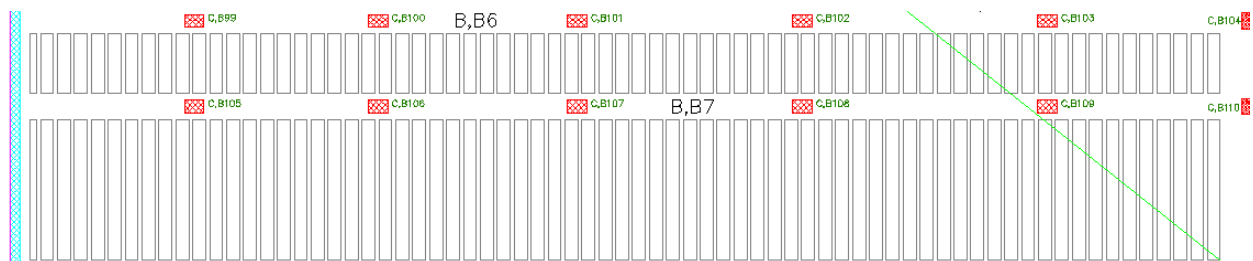


Figure (4-12) location of Beam (B, B7) in slab drawing plan.

4-5-1 Beam (B,B7) geometry:

Figure (4-13) shows the geometry of beam that considered to design and it's statically system with section of $(80 \times 35 \text{ cm})$ Hidden beam:

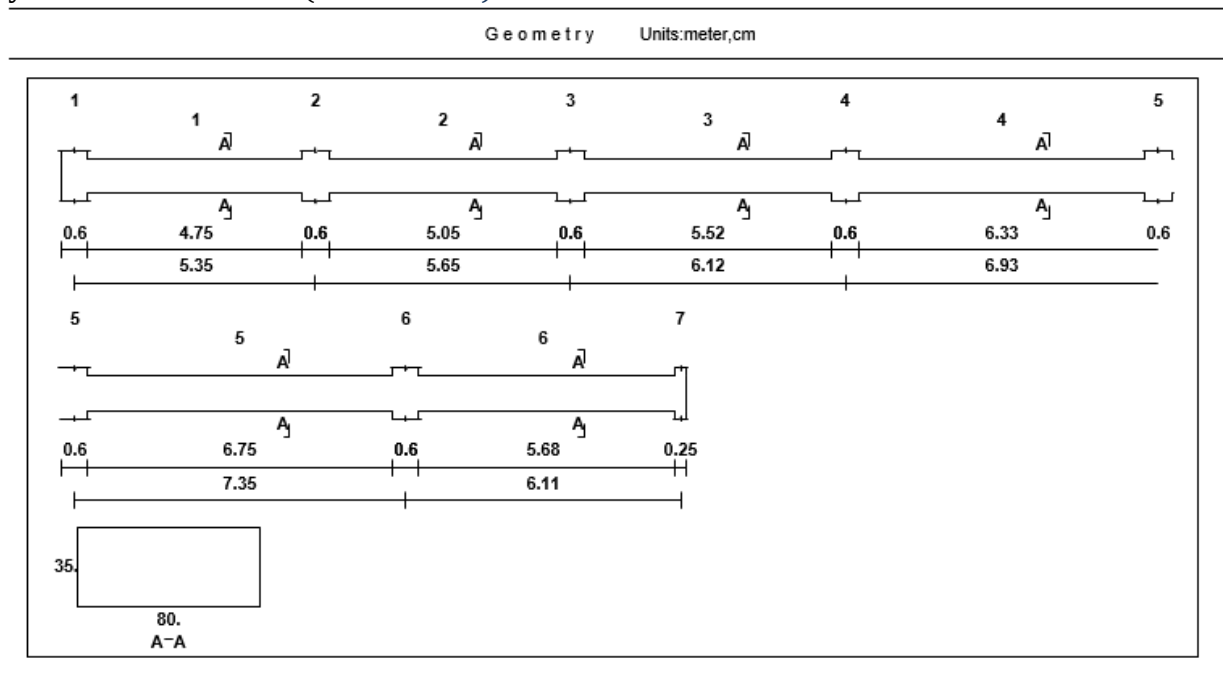


Figure (4-13) Beam (B,B7) geometry.

4-5-1 Load calculations for Beam:

There are 3 sources of load that acts on beam.

1. The own weight of the beam and the weights of floor layers within the beam width as a uniform (dead load).
2. The load that comes from rib (B-R1) as a uniform (dead and live loads).
3. The load that comes from two way ribbed slab as a uniform (dead and live loads).

The following is the description for each one:

4-5-1-1 | the own weight of beam:

Table (4-4) shows the own weight of the beam and the weights of floor layers within the beam width:

Dead Load Form	Thickness δ (m)	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	$\gamma \times \delta \times 1$ ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	0.03	23	$0.03 \times 23 \times 0.8 = 0.552$
Mortar	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.8 = 0.528$
Coarse Sand	0.07	17	$0.07 \times 17 \times 0.8 = 0.592$
RC Beam	0.35	25	$0.35 \times 25 \times 0.8 = 8.75$
Plaster	0.03	22	$0.03 \times 22 \times 0.8 = 0.528$
$\sum$ service D_L			10.95 ($\frac{kN}{m}$)

Table (4-4) Dead Load calculations of Beam.

4-5-1-2 | the load that comes from rib (B-R1):

Its equals the reactions of (B-R1) divided on reputational unit (0.52 m), Figure (4-14) shows the reactions of rib (B-R1) on beam (B,B7):

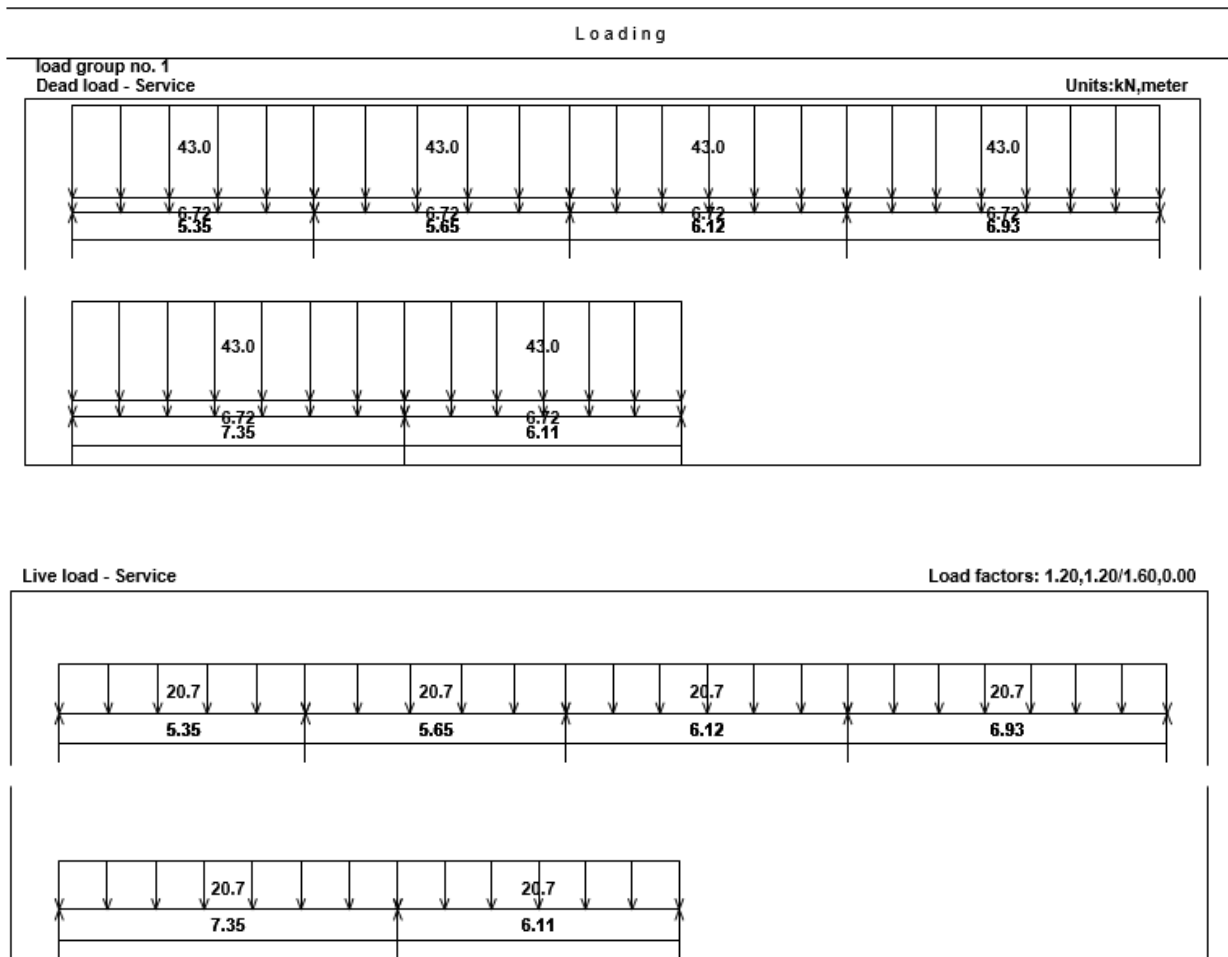
Reactions							
Factored							
DeadR	11.44	24.88	18.83	26.83	15.41	23.87	8.88
LiveR	7.11	17.67	15.76	17.3	13.31	15.47	5.85
Max R	18.55	42.56	34.59	44.13	28.72	39.34	14.73
Min R	11.25	26.65	19.26	32.72	17.72	28.6	8.4
Service							
DeadR	9.54	20.73	15.69	22.36	12.84	19.9	7.4
LiveR	4.44	11.05	9.85	10.81	8.32	9.67	3.66
Max R	13.98	31.78	25.54	33.17	21.16	29.56	11.06
Min R	9.42	21.84	15.96	26.04	14.29	22.85	7.1

Figure (4-14) Reactions of rib (B-R1).

So that:

$$\text{service } D_L = \frac{22.36}{0.52} = 43 \left(\frac{kN}{m} \right) , \quad \text{service } L_L = \frac{10.81}{0.52} = 20.76 \left(\frac{kN}{m} \right)$$

So, the load input to analysis seems like in **Figure (4-15)**:



4-5-2 Design for Flexure of Beam:

The envelope moment diagrams (for all load combinations). Using the structural analysis and design program (Atir 12), in **Figure (4-16)**:

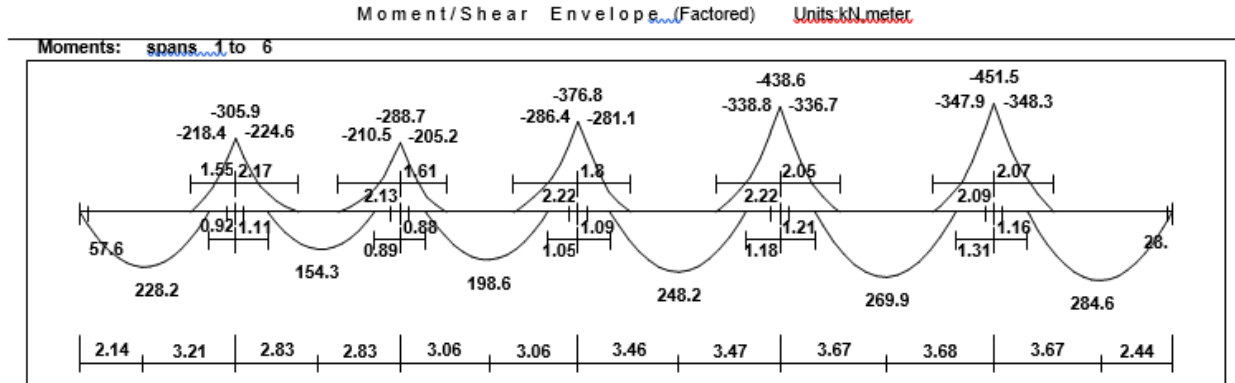


Figure (4-16) Envelope moment diagram for Beam (B,B7).

Design of positive moments:

Assume bar diameter ϕ 22 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 289 \text{ mm}$$

The maximum positive moment in all spans of (B,B7) $M_u = +284.6 \text{ kN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{284.6 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 289^2} = 4.733 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4.733 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.01301$$

$$A_s = \rho b d = 0.01301 \cdot 800 \cdot 289 = 3008.14 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 674.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 770.67 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 3008.14 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 770.67 \text{ mm}^2 - OK$$

$$\text{Use } \mathbf{8\phi22} \text{ with } A_s = 30.41 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 30.0814 \text{ cm}^2$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3041 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 78.26 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{78.26}{0.85} = 92.07 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{289 - 92.07}{92.07} \right) = 0.00642 > 0.005 - OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 8 \times 22}{7} = 74.86 \text{ mm} > 25 \text{ mm} - OK$$

Design of positive moment $M_u = +269.9 \text{ kN.m}$

Also assume bar diameter $\phi 22$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 289 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{269.9 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 289^2} = 4.49 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4.68 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.01223$$

$$A_s = \rho b d = 0.012839 \cdot 800 \cdot 289 = 2827.4 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 674.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 770.67 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 2827.4 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 770.67 \text{ mm}^2 - OK$$

Use **8Ø22** with $A_s = 30.41 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 28.274 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3041 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 78.26 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{78.26}{0.85} = 92.07 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{289 - 92.07}{92.07} \right) = 0.00642 > 0.005 \quad - OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 8 \times 22}{7} = 74.86 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - OK$$

Design of positive moment $M_u = +248.2 \text{ kN.m}$

Also assume bar diameter $\phi 22$

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 289 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{248.2 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 289^2} = 4.13 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4.13 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.0111$$

$$A_s = \rho b d = 0.0111 \cdot 800 \cdot 289 = 2566.7 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 674.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 770.67 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 2566.7 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 770.67 \text{ mm}^2 \quad - OK$$

Use **7Ø22** with $A_s = 26.609 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 25.667 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{2660.9 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 68.48 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{68.48}{0.85} = 80.56 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{289 - 80.56}{80.56} \right) = 0.00776 > 0.005 \quad - OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 7 \times 22}{6} = 91 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - OK$$

Design of positive moment $M_u = +228.2 \text{ kN.m}$

Also assume bar diameter Ø 22

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 289 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{228.2 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 289^2} = 3.795 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.795 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.010082$$

$$A_s = \rho b d = 0.010082 \cdot 800 \cdot 289 = 2330.96 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 674.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 770.67 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 2330.96 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 770.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{take } A_{s,req} = 2330.96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \mathbf{7\phi 22} \text{ with } A_s = 26.6093 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 23.3096 \text{ cm}^2$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2660.93 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 68.48 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{68.48}{0.85} = 80.56 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{289 - 80.56}{80.56} \right) = 0.00776 > 0.005 \quad - \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 7 \times 22}{6} = 91 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - \text{OK}$$

Design of positive moment $M_u = +198.6 \text{ kN.m}$

Also assume bar diameter $\phi 22$

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 289 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{198.6 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 289^2} = 3.30 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.30 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.00862$$

$$A_s = \rho b d = 0.00862 \cdot 800 \cdot 289 = 1992.9 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 674.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 770.67 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 1992.9 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 770.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{take } A_{s,req} = 1992.9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \mathbf{6\phi 22} \text{ with } A_s = 22.808 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 20.1075 \text{ cm}^2$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2280.8 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 58.7 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{58.7}{0.85} = 69.06 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{289 - 69.06}{69.06} \right) = 0.00955 > 0.005 \quad - \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 6 \times 22}{5} = 113.6 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - \text{OK}$$

Design of positive moment $M_u = +154.3 \text{ kN.m}$

Also assume bar diameter $\phi 22$

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 289 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{154.3 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 289^2} = 2.566 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.566 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.00655$$

$$A_s = \rho b d = 0.006550 \cdot 800 \cdot 289 = 1514.4 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 674.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 289 = 770.67 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 1514.4 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 770.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{take } A_{s,req} = 1514.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 4\emptyset 22 \text{ with } A_s = 15.205 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 15.1182 \text{ cm}^2$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1520.5 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 39.13 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{39.13}{0.85} = 46.04 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{289 - 46.04}{46.04} \right) = 0.0158 > 0.005 \quad - \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 4 \times 22}{3} = 204 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - \text{OK}$$

Design of Negative moment $M_u = -338.8 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter $\emptyset 20$ for main negative reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{388.8 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 290^2} = 5.59 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5.59 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.01591$$

$$A_s = \rho b d = 0.01591 \cdot 800 \cdot 290 = 3692.6 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 676.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 773.3 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 3692.6 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 773.3 \text{ mm}^2 - \text{OK}$$

Use **12 $\emptyset 20$** with $A_s = 37.69 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 36.926 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3769 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 97 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{97}{0.85} = 114.1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 114.1}{114.1} \right) = 0.00462 > 0.004 \quad - \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 12 \times 20}{11} = 41.82 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - \text{OK}$$

Design of Negative moment $M_u = -348.3 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter $\emptyset 20$ for main negative reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{348.3 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 290^2} = 5.75 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5.75 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.01648$$

$$A_s = \rho b d = 0.01648 \cdot 800 \cdot 290 = 3825.2 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 676.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 773.3 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 3825.2 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 773.3 \text{ mm}^2 \quad - OK$$

Use **13Ø20** with $A_s = 40.8407 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 38.252 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{4084.07 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 105.1 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{105.1}{0.85} = 123.65 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 123.65}{123.65} \right) = 0.00404 > 0.004 \quad - OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 13 \times 20}{12} = 36.67 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - OK$$

Design of Negative moment $M_u = -286.4 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter Ø 20 for main negative reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{286.4 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 290^2} = 4.73 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4.73 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.01300$$

$$A_s = \rho b d = 0.01300 \cdot 800 \cdot 290 = 3016.3 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 676.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 773.3 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 3016.3 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 773.3 \text{ mm}^2 - OK$$

Use **10Ø20** with $A_s = 31.416 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 30.163 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3141.6 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 80.85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{80.85}{0.85} = 95.12 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 95.12}{95.12} \right) = 0.0052 > 0.004 - OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 10 \times 20}{9} = 55.56 \text{ mm} > 25 \text{ mm} - OK$$

Design of Negative moment $M_u = -210.5 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter Ø 20 for main negative reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{210.5 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 290^2} = 3.48 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.48 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.00915$$

$$A_s = \rho b d = 0.00915 \cdot 800 \cdot 290 = 2122.8 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 676.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 773.3 \text{ mm}^2 - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 2122.8 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 773.3 \text{ mm}^2 - OK$$

Use **7Ø20** with $A_s = 21.991 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 21.228 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2199.1 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 56.6 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{56.6}{0.85} = 66.59 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 66.59}{66.59} \right) = 0.01 > 0.004 \quad - OK$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 7 \times 20}{6} = 93.3 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - OK$$

Design of Negative moment $M_u = -224.6 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter $\emptyset 20$ for main negative reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 290 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{224.6 \times 10^6}{0.9 \cdot 800 \cdot 290^2} = 3.71 \text{ MPa}$$

$$m = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.71 \cdot 20.58}{420}} \right) = 0.00982$$

$$A_s = \rho b d = 0.00982 \cdot 800 \cdot 290 = 2279.9 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 676.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 800 \cdot 290 = 773.3 \text{ mm}^2 \quad - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 2279.9 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 773.3 \text{ mm}^2 \quad - OK$$

Use **8Ø20** with $A_s = 25.133 \text{ cm}^2 > A_{s,req} = 22.799 \text{ cm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2513.3 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 800} = 64.7 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{64.7}{0.85} = 76.1 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{290 - 76.1}{76.1} \right) = 0.00843 > 0.004 \quad - \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 8 \times 20}{7} = 77.14 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad - \text{OK}$$

4-4-5 Design Beam for Shear:

The shear envelopes of beam (B,B7) as shown in Figure (4-17):

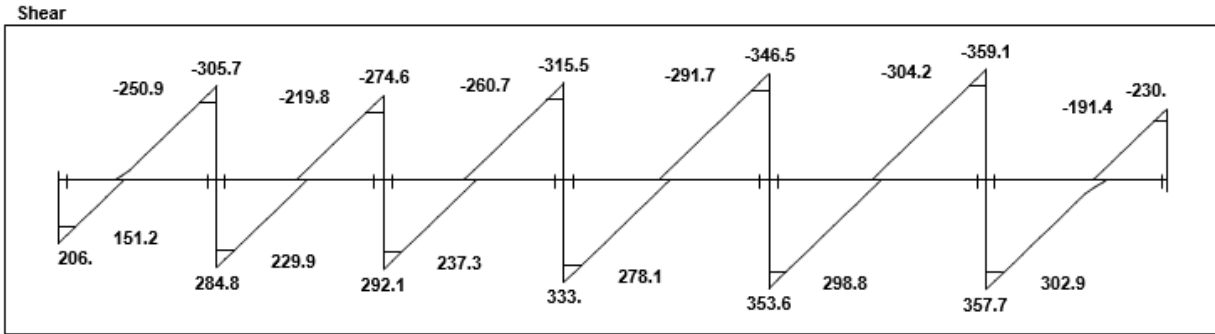


Figure (4-17) Shear envelop diagram of Beam.

The maximum shear force at the distance d from the face of support $V_u = 304.2 \text{ kN}$

For $V_u = 304.2 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} \cdot 800 \cdot 290 = 189.43 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 189.43 = 142.07 \text{ kN}$$

Check cases:

Check Case III:

$$\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + V_{s,min})$$

$V_{s,min}$ is the maximum of:

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \cdot \sqrt{24} \cdot 800 \cdot 290 = 71.04 \text{ kN}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} \cdot 800 \cdot 290 = 77.33 \text{ kN} \quad - \text{controlled}$$

$$V_u = 304.2 \text{ kN} > \phi(V_c + V_{s,min}) = 0.75(189.43 + 77.33) = 200.07 \text{ kN}$$

Case III not satisfied.

Check Case IV:

$$\phi(V_c + V_{s,min}) < V_u \leq \phi(V_c + V_{s'})$$

$$V_c = 189.43 \text{ kN}$$

$$V_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 800 \times 290 = 378.9 \text{ kN}$$

$$\phi(V_c + V_{s,min}) = 200.07 \text{ kN} < V_u = 304.2 \text{ kN} \leq \phi(V_c + V_{s'}) = 426.25 \quad - \text{OK}$$

Shear reinforcement are required

$$V_{s'} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{304.2 - 142.07}{0.75} = 216.2 \text{ kN}$$

Use $\phi 10$ 2 legs with $A_v = 157.1 \text{ mm}^2$

$$S_{req} = \frac{420 \times 157.1 \times 290}{216.2 \times 10^3} = 88.5 \text{ mm}$$

But:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \quad \text{or} \quad S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Select **4 $\phi 10$ @10 cm** stirups

4.6 Design of Column :

4-6-1 Design Data:

The following table and figures gives the design parameters of column group G:

<i>Dead load (service)</i>	4000 kN
<i>Live load (service)</i>	1600 kN
<i>Length</i>	4.2 m
<i>k</i>	1 (Braced)
<i>b * h</i>	80 * 65 cm
<i>f_y</i>	420 Mpa
<i>f'_c</i>	24 Mpa
<i>Concrete cover</i>	40 mm
<i>Bar size</i>	Ø25 mm
<i>Type of load</i>	Concentrically Loaded

Table (4-5): Design Data of column group G .

4-6-2 Factored Loads:

$$P_u = 1.2 D + 1.6L$$

$$P_u = 1.2 (4000) + 1.6(1600) = 7360 \text{ kN}$$

4-7-3 Selecting Column Dimenssion:

$$\text{Assum } A_{st} = 0.02A_g$$

$$\phi P_{n, \max} = \phi 0.80 [0.85 f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} F_y]$$

$$7360 * 10^3 = 0.65 * 0.80 [0.85 * 24 * (A_g - 0.02A_g) + (0.02A_g * 420)]$$

$$A_g = 498515.3 \text{ mm}^2$$

take h = 800

$$b = 498515.3 / 800 = 623$$

$$\text{take } b = 650 \text{ mm}$$

$$A_g = 800 \times 650 = 520000 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_{n, \max} = \phi 0.80 [0.85 \cdot 24 (240000 - A_{st}) + A_{st} \cdot 420]$$

$$A_{st} = 8873.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } (10 \text{ } \phi 25 \text{ with } A_s = 9817.47 \text{ mm}^2 > A_{st} = 8873.48 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = A_{st} / A_g$$

$$9817.47 / 520000 = 0.0188$$

Design of ties :

use ties $\phi 10$ with spacing of ties shall not exceed the smallest of :

- 1- 48 times tie diameter , $48d_s = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$.
- 2- 16 times the longitudinal bar diameter , $16d_b = 16 \times 25 = 400$ - *control*
- 3- the least dimension of the column = 650 mm

use $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$

Check for code req. :

1- Clear spacing between longitudinal bar :

$$\text{Clear space} = \frac{400 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 25 \times 5}{4} = 106.25 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

$$> 1.5d_b = 1.5 \times 25 = 37.5$$

2- $0.01 < \rho_g = 0.0188 < 0.08$ -ok

3- Number of bars $20 > 4$ - for rectangular section -ok

4- Minimum tie diameter $\phi 10$ for $\phi 25$ - ok

5- Spacing of tie $s = 200\text{mm}$ -ok

6- Arrangement of ties $106.25 < 150\text{mm}$ -ok

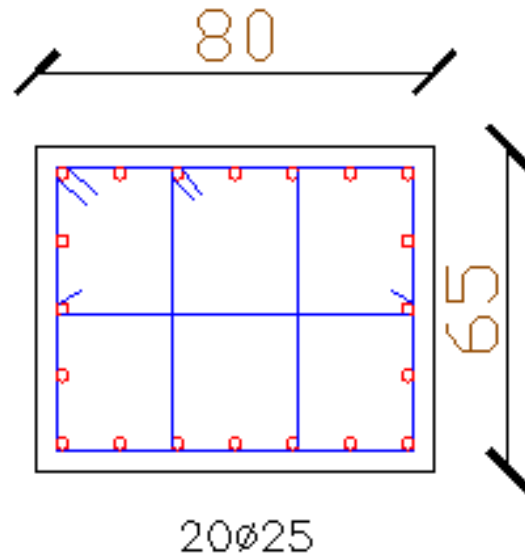


Figure (4-18): Column detailing.

4-7 | Design of Staircase:

live load of $L_l = 4 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$, assuming rise of **150 mm**,
and run of **300 mm**, $f_c' = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 420 \text{ Mpa}$.

4-7-1 plan and materials of stair:

The following figure demonstrate the plan of stair that we consider to design it figure (4-19) which is carries a uniform

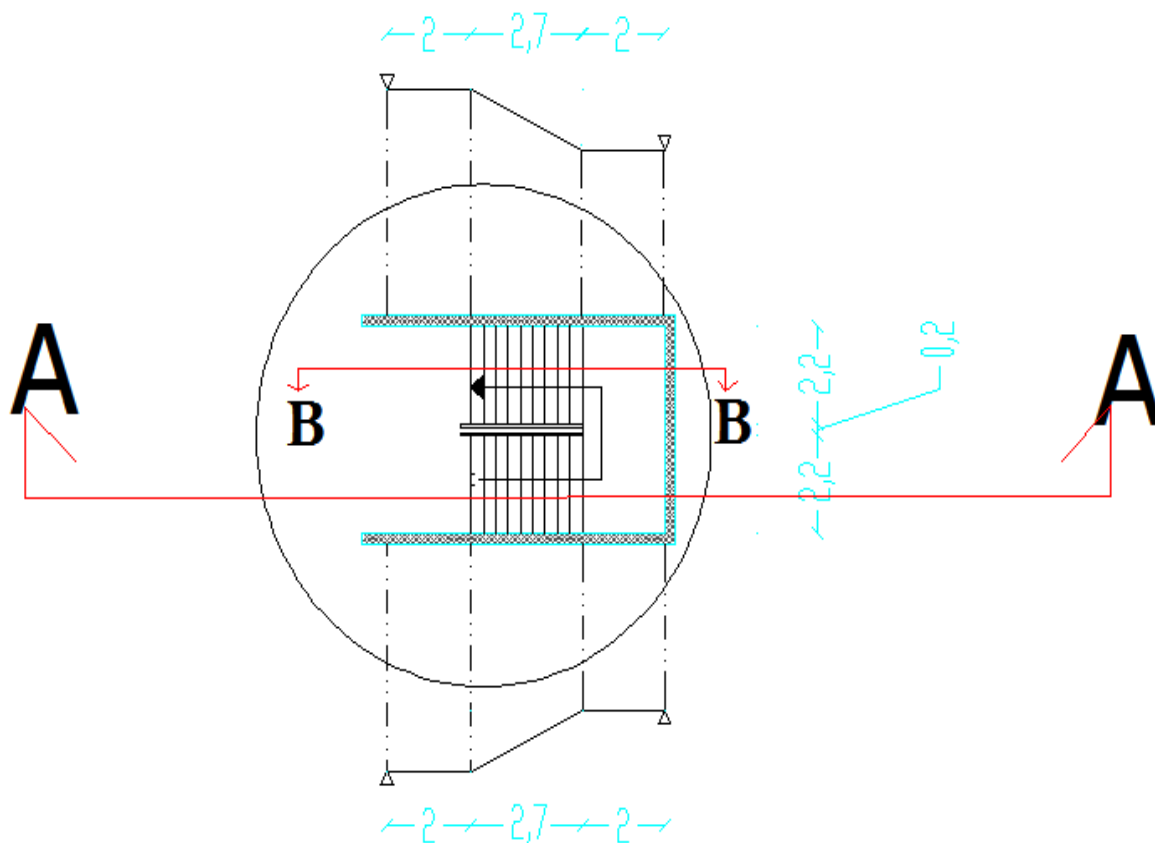


Figure (4-19): Stair Plan and structural system.

4-7-2 Structural system and minimum thickness:

1. The structural system of this stair was taken as a simply supported (**one-way solid slab**) since that the flight of stair will be supported at the ends of upper and lower landings.
2. Minimum Slab thickness for deflection is (for simply supported one-way solid slab) is $h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{2.7+2}{20} = 23.5 \text{ cm}$, but in this case presented here where the slab ends are cast white the supporting beams and additional negative reinforcement is provided , minimum thickness can be assumed to be $h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{2.7+2}{28} = 16.8 \text{ cm}$.

Take $h_{min} = 25 \text{ cm}$

4-7-3 Loads and Reactions calculations:

The applied live loads are based on the plan area (horizontal projection), while the dead load is based on the sloped length. To transform the dead load into horizontal projection the figure below explains how figure (4-20).

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\text{rise}}{\text{run}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{150}{300} \right) = 26.6^\circ$$

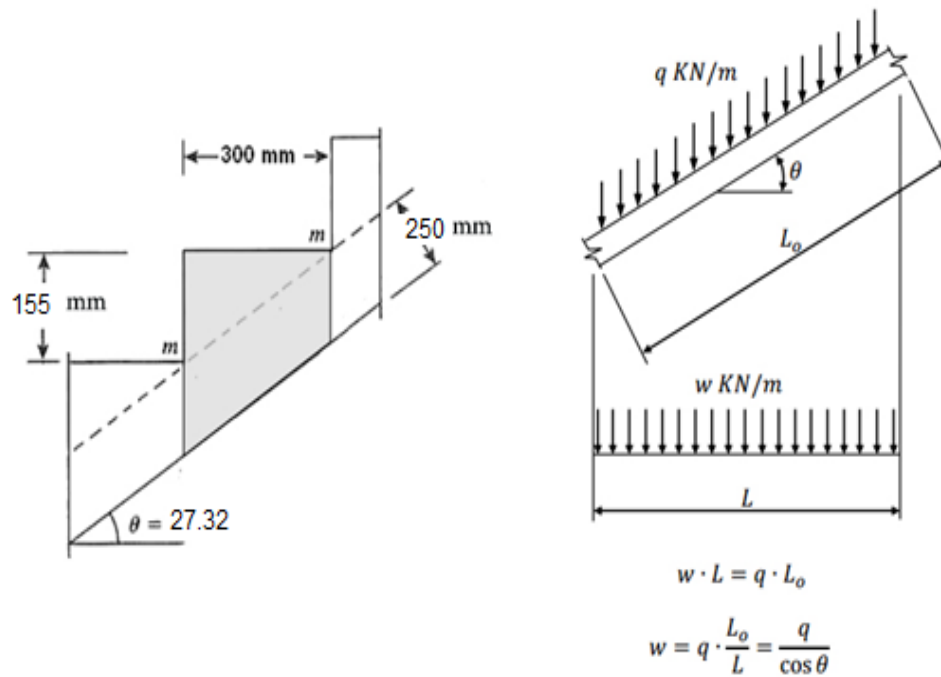


Figure (4-20): Transformation of dead load into horizontal projection.

- **Flight Dead Load computation:**

Table (4-6) shows Dead Load calculations on Flight of stair:

Dead Load Form	Unit weight γ ($\frac{kN}{m^3}$)	w ($\frac{kN}{m}$)
Tiles	27	$23 \times \left(\frac{0.150 + 0.35}{0.3} \right) \times 0.03 \times 1 = 1.15$
Mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.150 + 0.35}{0.3} \right) \times 0.03 \times 1 = 1.1$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.150 \times 0.3}{2} \right) \times 1 = 1.875$
Reinforced concrete (solid slab)	25	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{\cos 26.6} = 7$
plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 26.6} = 0.74$
$\sum$ Total Dead loads kN/m		11.9

Table (4-6) Dead Load calculations on flight.

- **Landing Dead Load computation:**

Table (4-7) shows Dead Load calculations on Landing of stair:

Dead Load Form	Unit weight $\gamma \left(\frac{kN}{m^3}\right)$	$\gamma \times \delta \times 1 \left(\frac{kN}{m}\right)$
Tiles	23	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69$
Mortar	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
Reinforced concrete (solid slab)	25	$25 \times 0.25 \times 1 = 6.25$
plaster	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
$\sum$ Total Dead loads kN/m		7.6

Table (4-7) Dead Load calculations on Landing.

- **Live Load:** $L_l = 4 \left(\frac{kN}{m^2}\right)$.
- **Total Factored Load:** $w = 1.2 D_L + 1.6 L_l$

For flight: $w = 1.2 (11.9) + 1.6(4) = 20.7 \left(\frac{kN}{m}\right)$.

For Landing: $w = 1.2 (7.6) + 1.6(4) = 15.5 \left(\frac{kN}{m}\right)$.

4-7-4 Design of flight 1:

The support reaction of flighting is:

$$\frac{[(7.75 \times 4) + (20.7 \times 2.7)]}{2} = 43.4 \left(\frac{kN}{m}\right) \text{ as shown in figure (4-31).}$$

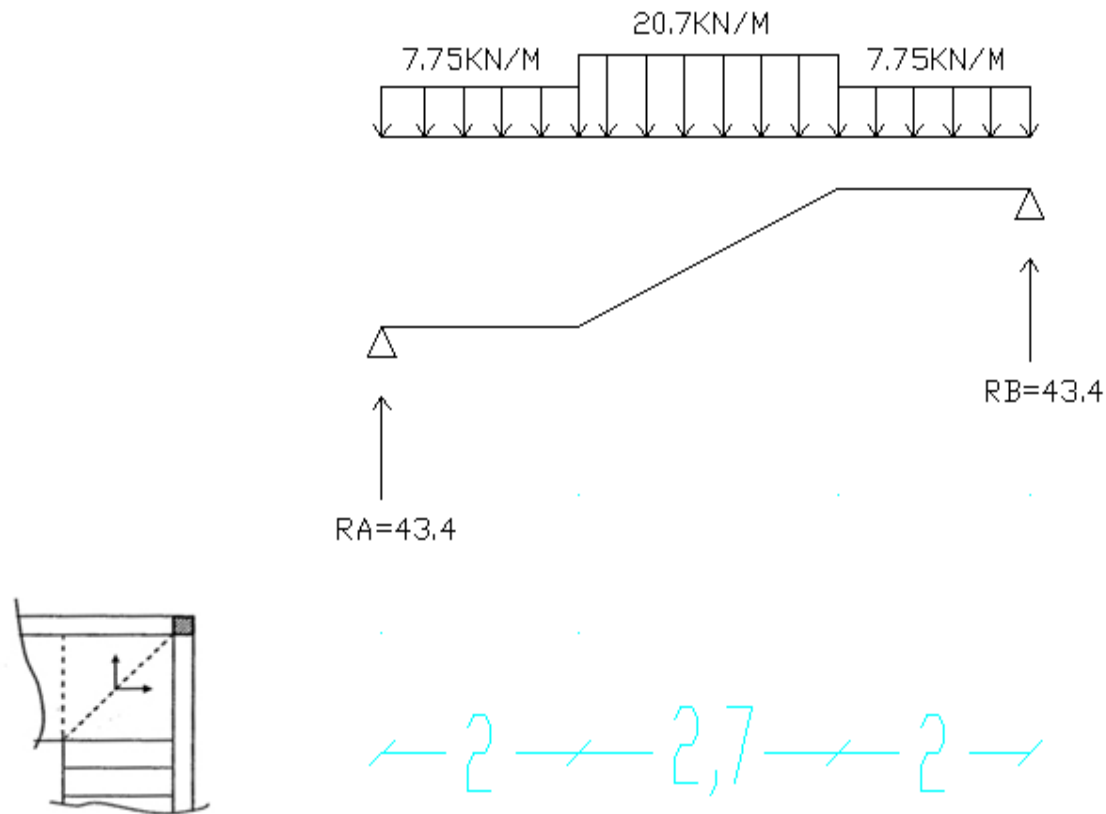


Figure (4-21): Loads and reactions on statically system of flight.

Shear and moment calculations:

- Check for shear strength:

Assume bar diameter $\phi 14$ for main reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

Assume wall width 25 cm

$$V_u = 43.4 - 7.75 \times (0.150 + 0.223) = 40.4 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 = 182.7 \text{ kN} \text{ .. for 1 m strip}$$

$$\phi = 0.75 - \text{for shear}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 182.7 = 136.55 \text{ kN} \dots \text{for 1m strip}$$

$$V_{u,max} = 40.4 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 68.27 \text{ kN}$$

$\therefore$ *The thickness of the slab is adequate enough*

- Calculation of maximum moment and steel reinforcement:

$$\begin{aligned} M_{u,max} &= 43.4 \times \left(\frac{6.7}{2}\right) - 7.75 \cdot (2) \cdot \left(2 + \frac{2.7}{2}\right) - 20.7 \cdot (1.35) \cdot \left(\frac{1.35}{2}\right) \\ &= 74.6 \text{ kN.m / m} \end{aligned}$$

assume bar diameter $\phi 14$ for main reinforcement with , $d = 223 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{74.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 1.67 \text{ Mpa} , m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.67 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00415$$

$$A_s = \rho b d = 0.00415 \times 1000 \times 223 = 925.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 b h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 925.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2 , \text{use } \phi 14$$

Use $7\phi 14 @ 15 \text{ cm}$ with $A_{s,prov} = 1077 \text{ mm}^2 > A_s = 925.5 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

Check maximum step for main reinforcement (the smallest of):

$$1. \ 3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$2. \ 450 \text{ mm}.$$

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

$$S_{max} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300mm - \text{controlled}$$

$$S = 15 \text{ cm} < S_{max} = 30 \text{ cm} - OK$$

- Temperature and shrinkage reinforcement:

$$A_s(\text{temperature and shrinkage}) = 0.0018bh = 0.0018(1000)(250) = 450 \text{ mm}^2$$

Use 4Ø12@20

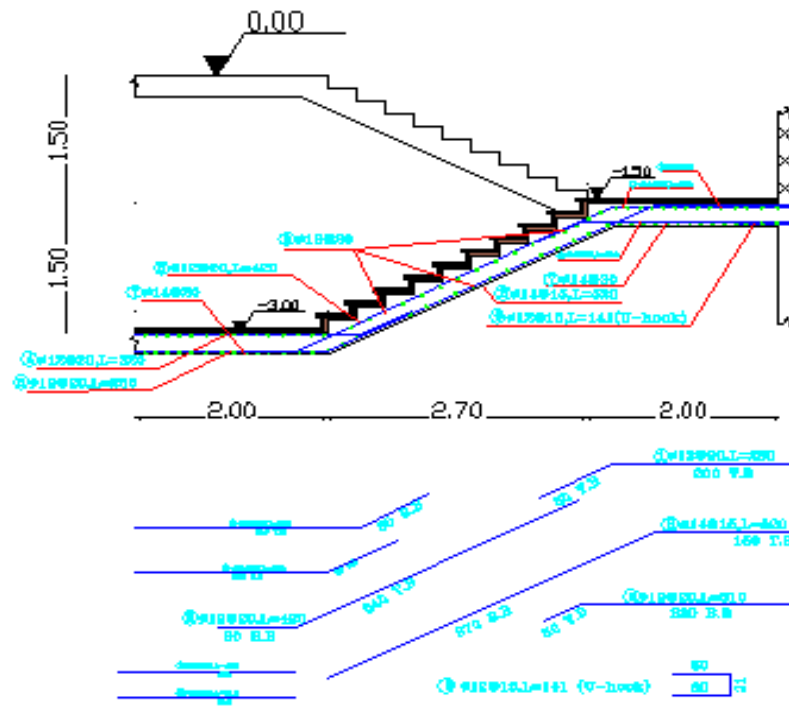
cm with $A_{s,prov} = 452.4 \text{ mm}^2 > A_s = 450 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

Check maximum step for temperature and shrinkage (the smallest of):

1. $5h = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm}$

2. $450mm.$ – controlled

$$S = 20 \text{ cm} < S_{max} = 45 \text{ cm} - OK$$



Section A-A

Figure (4-22): Detailing of flight 1.

4-7-5 Design of flight 2:

The support reaction of flighting is:

$$\frac{[(7.75 \times 4) + (20.7 \times 2.7)]}{2} = 43.4 \left(\frac{kN}{m} \right). \text{ as shown in figure (4-23).}$$

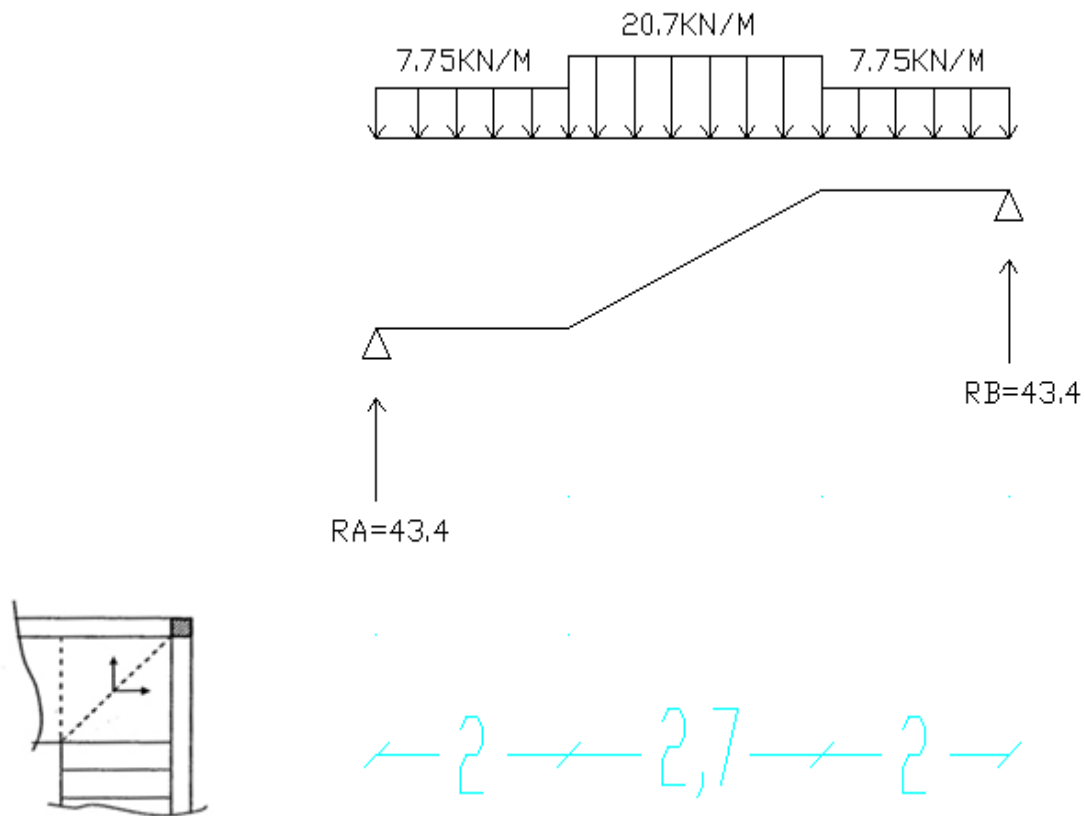


Figure (4-23): Loads and reactions on statically system of flight.

Shear and moment calculations:

- Check for shear strength:

Assume bar diameter $\text{Ø}14$ for main reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

Assume wall width 30 cm

$$V_u = 43.4 - 7.75 \times (0.150 + 0.223) = 40.4 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 = 182.7 \text{ kN} \text{ .. for 1 m strip}$$

$\phi = 0.75$ – for shear

$$\phi V_c = 0.75 \times 182.7 = 136.55 \text{ kN} \text{ .. for 1m strip}$$

$$V_{u,max} = 40.4 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 68.27 \text{ kN}$$

$\therefore$ **The thickness of the slab is adequate enough**

- Calculation of maximum moment and steel reinforcement:

$$M_{u,max} = 74.6 \text{ kN.m / m}$$

assume bar diameter **Ø14** for main reinforcement with , $d = 223 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{74.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 1.67 \text{ Mpa} , m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.67 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00415$$

$$A_s = \rho b d = 0.00415 \times 1000 \times 223 = 925.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 b h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 925.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2 , \text{ use } \mathbf{\text{Ø14}}$$

Use **7Ø14@15 cm** with $A_{s,prov} = 1077 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

Check maximum step for main reinforcement (the smallest of):

$$4. \quad 3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

5. 450mm.

$$6. S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{controlled}$$

$$S = 15 \text{ cm} < S_{max} = 30 \text{ cm} - OK$$

- Temperature and shrinkage reinforcement:

$$A_s(\text{temperature and shrinkage}) = 0.0018bh = 0.0018 \cdot (1000)(250) = 450 \text{ mm}^2$$

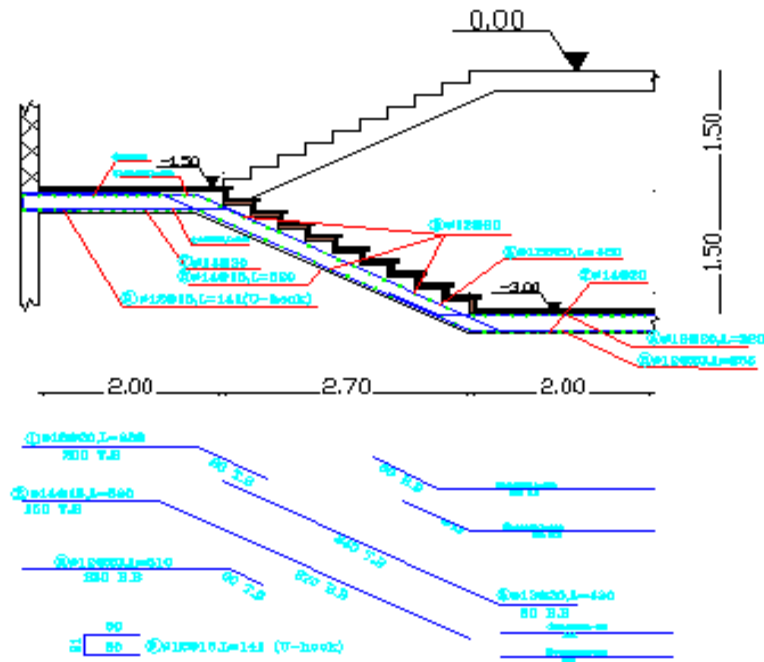
Use 3Ø14@30 cm with $A_{s,prov} = 461.7 \text{ mm}^2 > A_s = 450 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

Check maximum step for temperature and shrinkage (the smallest of):

$$3. 5h = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm}$$

$$4. 450 \text{ mm} - \text{controlled}$$

$$S = 30 \text{ cm} \leq S_{max} = 45 \text{ cm} - OK$$



Section B-B

Figure (4-24): Detailing of flight 2.

4-7-6 Design of Landing:

The support reaction of flighting is:

$$\frac{[(7.75 \times 2.2) + (7.75 \times 2.2) + (15.5 \times 0.2)]}{2} = 18.6 \left(\frac{kN}{m} \right). \text{ as shown in figure (4-25).}$$

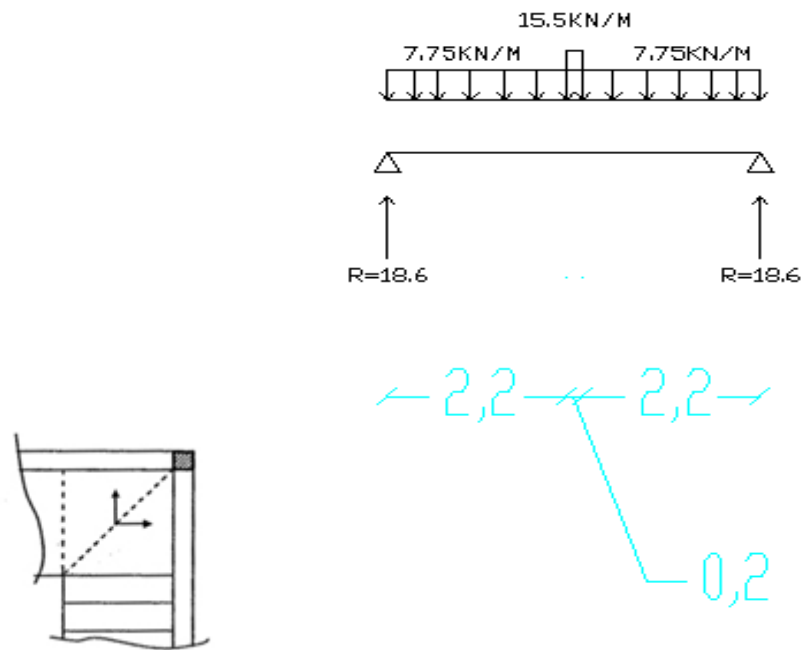


Figure (4-25): Loads and reactions on statically system of landing.

Shear and moment calculations:

- Check for shear strength:

Assume bar diameter $\phi 14$ for main reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

Assume wall width 30 cm

$$V_u = 18.6 - 7.75 \times (0.150 + 0.223) = 15.7 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{c'}} b_w d = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 = 182.7 \text{ kN} \dots \text{for 1 m strip}$$

$\phi = 0.75$ – for shear

$$\phi V_c = 0.75 \times 182.7 = 136.55 \text{ kN} \dots \text{for 1m strip}$$

$$V_{u,max} = 15.7 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 68.27 \text{ kN}$$

$\therefore$ *The thickness of the slab is adequate enough*

- Calculation of maximum moment and steel reinforcement:

$$M_{u,max} = 3.5 \text{ kN.m / m}$$

assume bar diameter $\phi 14$ for main reinforcement with , $d = 223 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{3.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 0.08 \text{ Mpa} , m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.08 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00019$$

$$A_s = \rho b d = 0.00019 \times 1000 \times 223 = 41.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 b h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 41.6 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2 , \text{ use } \phi 14$$

Use $3\phi 14 @ 20 \text{ cm}$ with $A_{s,prov} = 461.7 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

Check maximum step for main reinforcement (the smallest of):

$$7. 3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$8. 450 \text{ mm.}$$

$$9. S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

$$S_{max} = 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{controled}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{max} = 30 \text{ cm} - OK$$

- Temperature and shrinkage reinforcement:

$$A_s(\text{temperature and shrinkage}) = 0.0018bh = 0.0018(1000)(250) = 450 \text{ mm}^2$$

Use **4Ø12@20 cm with** $A_{s,prov} = 452.4 \text{ mm}^2 > A_s = 450 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

Check maximum step for temperature and shrinkage (the smallest of):

$$5. 5h = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm}$$

$$6. 450 \text{ mm.} - \text{controlled}$$

$$S = 30 \text{ cm} \leq S_{max} = 45 \text{ cm} - OK$$

4-8 | Design isolated Footing(F1):

4-8-1 Materials and Loads:

Isolated footing that we consider to design with materials of:

$$f_{c'} = 24 \text{ Mpa} , f_y = 420 \text{ Mpa} .$$

Dead Load (service) = 1000 kN.

Live Load (service) = 200 kN.

Total services load = 1000 + 200 = **1200 kN.**

Total Factored load = 1.2(1000) + 1.6(200) = **1520 kN.**

Column dimension($a \times b$) = 40 cm × 60 cm.

Soil density = 18 ($\frac{KN}{m^3}$).

Allowable bearing capacity $q_{all} = 400 (\frac{kN}{m^2})$

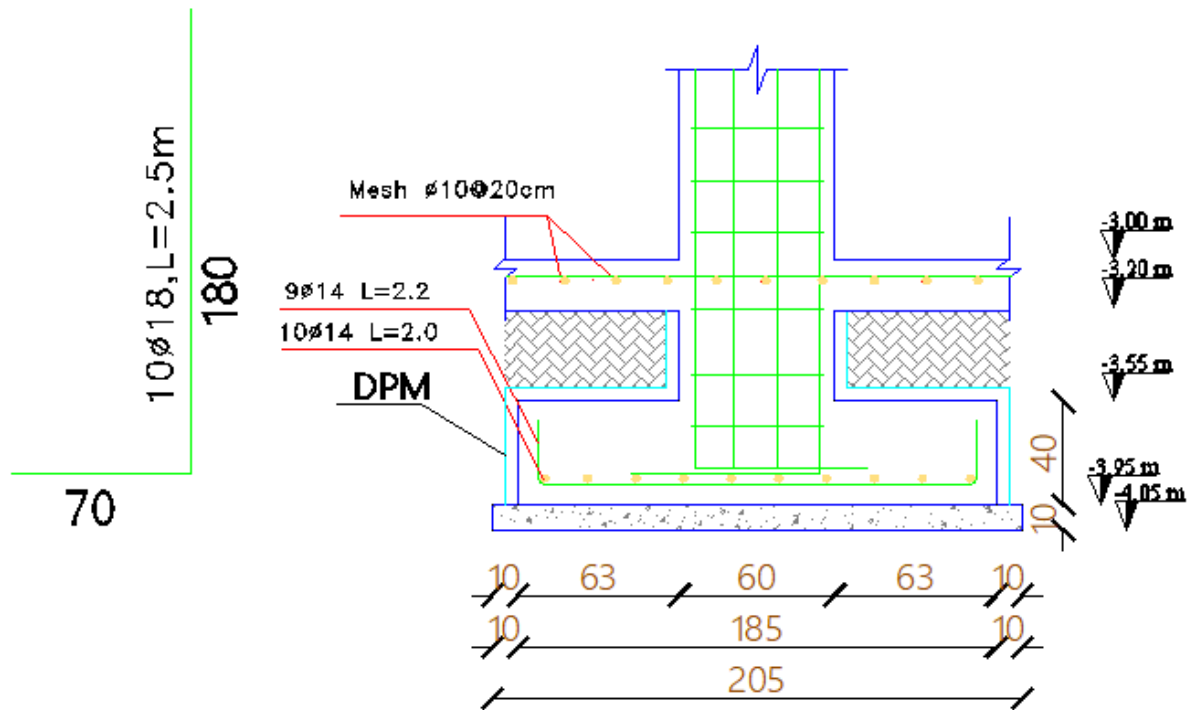


Figure (4-26): Footing Section detailing.

Assume $h = 40\text{ cm}$.

- **Area of footing:**

$$A = \frac{p_t}{q_{all-net}} = \frac{1200}{400} = 3.00 \text{ m}^2$$

Assume rect. Footing

Select $B = 1.65 \text{ m}$

Select $L = 1.85 \text{ m}$

- Bearing pressure:

$$q_u = \frac{1520}{1.65 \times 1.85} = 498 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

4-8-2 Design:

- Design of one-way shear strength:

Critical Section at Distance d From The Face of Column Assume = 40 cm .

Bar diameter $\phi 18$ for main reinforcement and 7.5 cm Cover.

$$d = 550 - 75 - 20 = 307 \text{ mm}$$

$$V_u = q_u \times \left(\frac{B - a}{2} - d \right) \times L = 498 \times \left(\frac{1.65 - 0.4}{2} - 0.307 \right) \times 1.85 = 293 \text{ kN}$$

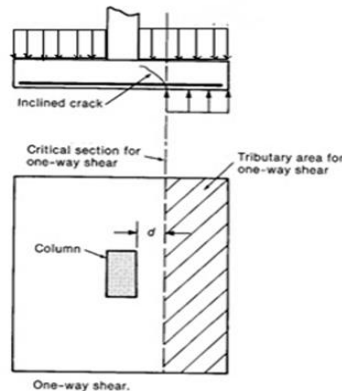


Figure (4-27): one-way shear calculation.

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1650 \times 307 = 310.19 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 310.19 \text{ kN} > V_u = 293 \text{ kN} - \text{Safe}$$

- Design of Tow-way shear strength:

$$V_u = p_u - FR_b$$

$$FR_b = q_u \times \text{area of critical section}$$

$$V_u = 498 \times [(1.65 * 1.85) - (0.6 + 0.307)(0.4 + 0.307)] = 1200.8 \text{ kN}$$

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

1. $\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times d$
2. $\phi V_c = \phi \times \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{\frac{b_o}{d}} + 2 \right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times d$
3. $\phi V_c = \phi \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_o \times d$

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{column Length (a)}}{\text{column width (b)}} = \frac{60}{40} = 1.5$$

b_o = Perimeter of critical section taken at $(d/2)$ from the loaded area.

$$= 2 \times (0.6 + 0.307) + 2 \times (0.4 + 0.307) = 3.228 \text{ m}$$

$\alpha_s = 40$ for interior coulmn

Substituting values in equations:

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1.5} \right) \times \sqrt{24} \times 3228 \times 307 = 1416 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{12} \left(\frac{40 * 0.307}{3.228} + 2 \right) \times \sqrt{24} \times 3228 \times 307 = 1761.17 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 3228 \times 307 = 1213.72 \text{ kN} - \text{CONTROL}$$

$$\phi V_c = 1213.72 \text{ kN} > V_u = 1200 \text{ kN}$$

- Design Bending moment for long dircetion:

Critical Section at the Face of Column

select $\phi 18$

$$d = 400 - 75 - 18/2 = 316 \text{ mm}$$

$$M_u = 498 \times 1.85 \times 0.73 \times \frac{0.73}{2} = 245.5 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{245.5 \times 10^6}{0.9 \times 1850 \times 316^2} = 1.48 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.48}{420}} \right) = 0.00266$$

$$A_{s,req} = \rho \times b \times d = 0.00266 \times 1850 \times 316 = 1519.96 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 1850 \times 400 = 1332 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 1519.96 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 1332 \text{ mm}^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$
2. $450 \text{ mm} - \text{control}$

Use 10Ø14 with $A_{s,prov} = 1539.38 \text{ mm}^2 > A_{s,req} 1519.96 \text{ mm}^2$

$$S = 1850 - 75 \times 2 - 10 \times 14 / 9 = 173.33 \text{ mm}$$

$$S = 173.33 < S_{max} = 450 \text{ mm, select } S = 150 \text{ mm}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s,f_y}}{0.85 b f'_c} = \frac{1539.38 \times 420}{0.85 \times 1850 \times 24} = 17.13 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.13}{0.85} = 20.15 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{316 - 20.15}{20.15} \right) = 0.044 > 0.005 \dots \dots OK$$

- Design Bending moment for short direction:

Critical Section at the Face of Column

select Ø14

$$d = 400 - 75 - 14 - 14/2 = 304 \text{ mm}$$

$$M_u = 498 \times 1.65 \times 0.73 \times \frac{0.73}{2} = 218.94 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{218.94 \times 10^6}{0.9 \times 1650 \times 304^2} = 1.59 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.59}{420}} \right) = 0.0025$$

$$A_{s,req} = \rho \times b \times d = 0.003 \times 1650 \times 304 = 1254 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 1650 \times 400 = 1188 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 1254 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 1188 \text{ mm}^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

$$3. \quad 3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$$

$$4. \quad 450 \text{ mm} - \text{control}$$

$$\text{Use } 9\text{Ø}14 \text{ with } A_{s,prov} = 1385.44 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1254 \text{ mm}^2$$

$$S = 1650 - 75 \times 2 - 9 \times 14 / 8 = 188.625 \text{ mm}$$

$$S = 188.625 < S_{max} = 450 \text{ mm, select } S = 150 \text{ mm}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1385.44 \times 420}{0.85 \times 1650 \times 24} = 17.29 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.29}{0.85} = 20.34 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{304 - 20.34}{20.34} \right) = 0.042 > 0.005 \dots \dots 0k$$

• **Development Length In Footing :-**

Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300\text{mm}$$

Assume Ktr = 0 (No stripes)

$$cb = 50 + \frac{14}{2} = 57\text{mm} \text{ Or } cb = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 57}{14} = 4.07 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.67 \text{ mm} > 300\text{mm}$$

$$Ld_{T \text{ available}} = \frac{1850 - 600}{2} - 75 = 600 \text{ mm}$$

$$Ld_{T \text{ available}} = 600 \text{ mm} > Ld_{req} = 345.67 \text{ mm} \dots \dots \text{OK}$$

Compression Development Length In Footing :-

$$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * F_y * dB}{\sqrt{24}} > 0.043 * F_y * dB > 200\text{mm}$$

$$Ld_{Creq} = \frac{0.24 * 420 * 14}{\sqrt{24}} = 288.06 > 0.043 * 420 * 14 = 252.84 > 200\text{mm}$$

$$Ld_{Creq} = 288.06 \text{ mm}$$

$$Ld_{\text{available}} = 600 - 75 - 14 - 14 = 497 \text{ mm} > Ld_{\text{Creq}} = 288.06 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Lap Splice of Dowels in Column:-

$$L_{\text{sc}} = 0.071 \times f_y \times d_b = 0.071 \times 420 \times 14 = 417.48 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Select $L_{\text{sc}} = 500 \text{ mm}$

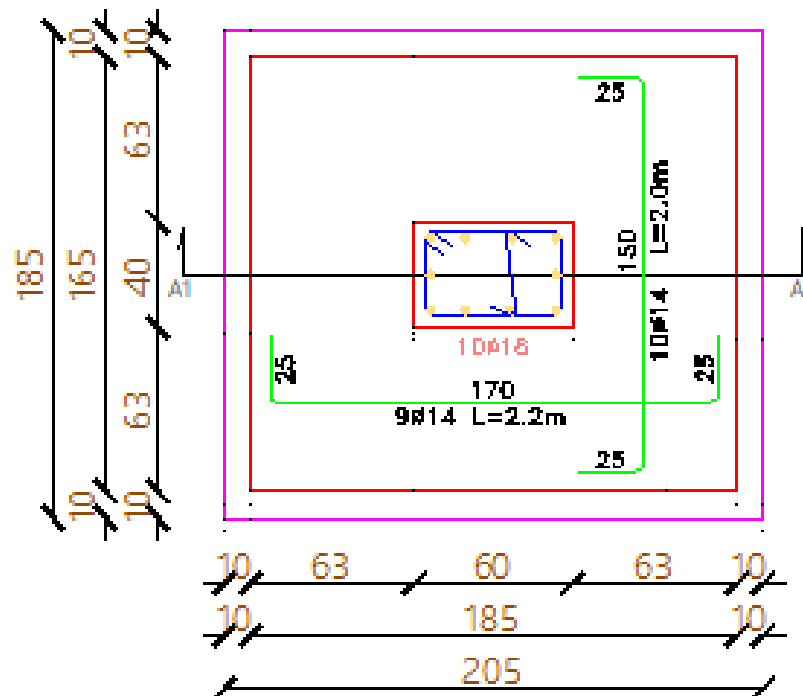


Figure (4-28): Detailing of footing.

4.9 Design of Basement Wall:

❖ Material :

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

$$\Rightarrow \text{Reinforcement Steel} \quad F_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi = 35^\circ \quad \gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

$$= 1 - \sin 35$$

$$= 0.426$$

✓ Load on basement wall:

For 1m length of wall:

* Weight of backfill:

$$q_1 = K_o * \gamma * h$$

$$= 0.426 * 18.0 * 3.0 = 23.0 \text{ KN/m}$$

* Load from live load:

$$LL = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_2 = K_o * LL$$

$$= 0.426 * 5 = 2.13 \text{ KN/m}$$

Q_1 due to triangular loading, Q_2 is due to uniform loading.

By using structural analysis software (Atir) we obtain the shear and moment diagrams.

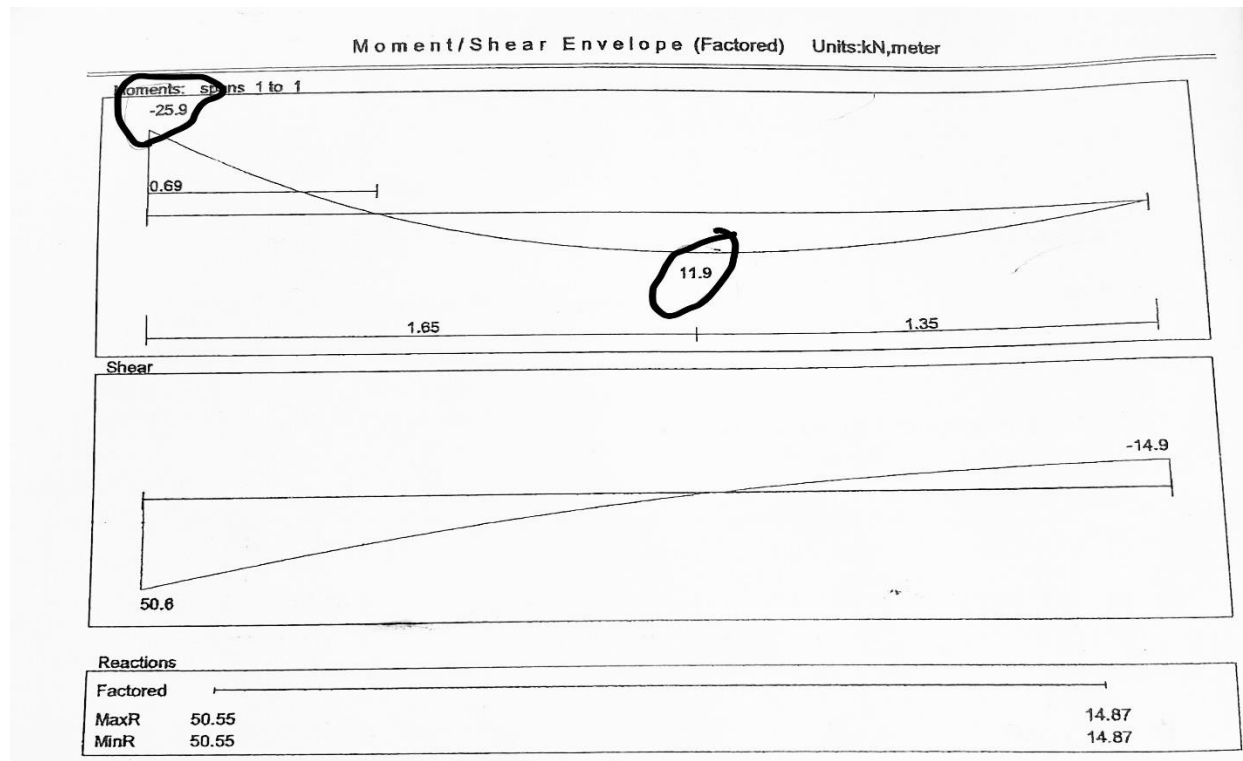


Figure (4-29): Moment and Shear envelopes of basement.

✓ **Design of the shear force:**

Assume $h = 300$ mm,

$d = 300 - 20 - 14 = 266$ mm

$V_{max} = 50.6$ KN

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

$$= 162.89 \text{ KN} , V_u < \phi V_c$$

No shear Reinforcement is required.

✓ **Design of bending moment:**

For $M_u \text{ max} = 25.91$ KN.m :

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{25.91}{0.9} = 28.788 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n * 10^6}{b * d^2 * F_y} = \frac{28.788 * 10^6}{1000 * 266^2} = 0.407 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.407 * 20.59}{420}} \right)$$

$$= 0.979 * 10^{-3}$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 0.979 * 10^{-3} * 1000 * 266 = 2.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{min}(\text{for flexure}) = 0.25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} b w d = 7.75 \text{ cm}^2/\text{m} \geq \frac{1.4}{f_y} b w d = 8.86 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\therefore A_{min} \geq A_{req}$$

$$n = \frac{886}{113.1} = 7.8, \text{ take } 8\emptyset 12/\text{m} \text{ or } \emptyset 12@125 \text{ mm}$$

→ Select $\emptyset 12@12.5\text{cm}/\text{m}$

Vertical reinforcement at compression face:

$$A_{sreq} = A_{smin} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\emptyset 12@10\text{cm}/\text{m}$

✓ Design of the horizontal reinforcement:

$$A_{smin} = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Select $\emptyset 12@30\text{cm}/\text{m}$, in two layer.

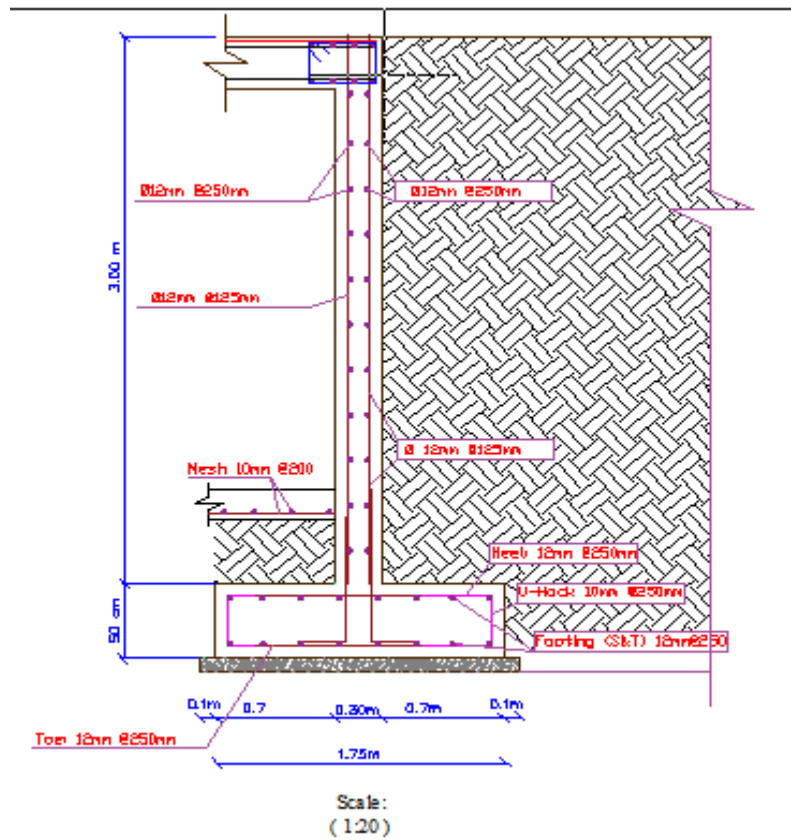
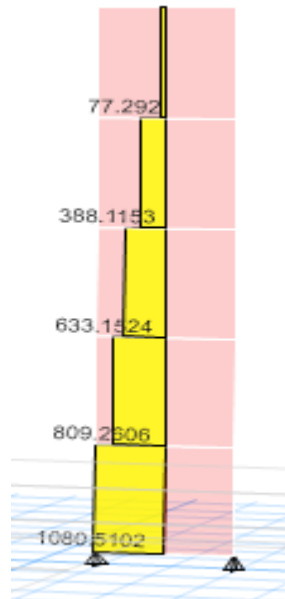
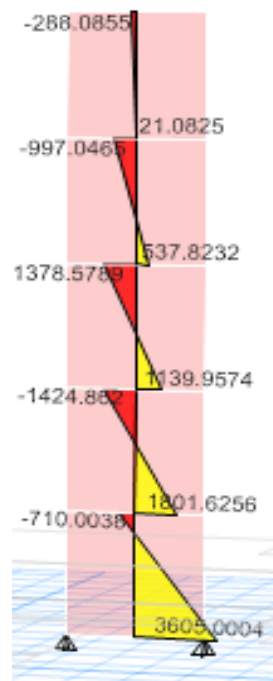


Figure (4-30): Detailing of basement.

4.10 Design of Shear Wall (SW,4)**Fig 4.31: Shear Diagram of Shear Wall.****Fig 4.32: Moment Diagram of Shear Wall.**

✓ **Material and Sections:- (From Shear Wall 4)**

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

$$\Rightarrow \text{Reinforcement Steel} \quad F_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Shear Wall Thickness} \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{Shear Wall Width} \quad L_w = 4.0 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{Shear Wall Height} \quad H_w = 4.2 \text{ m}$$

✓ **Design of Horizontal Reinforcement:-**

$$\sum F_x = V_u = 1080.5 \text{ KN}$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{4.00}{2} = 2.00 \text{ m} \dots \text{Control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ m}$$

$$\text{story height}(H_w) = 4.20 \text{ m}.$$

$$d = 0.8 \times L_w = 0.8 \times 4.00 = 3.20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{nmax} &= \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} h d \\ &= 0.75 * 0.833 * \sqrt{24} * 250 * 3200 = 2448.5 \text{ KN} > V_u = 1080.5 \text{ KN} \end{aligned}$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 250 * 3200 = 653.2KN \text{Control}$$

$$2 - V_c = 0.27\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 250 * 3200 + 0 = 1058.2KN$$

$$3 - V_c = \left[0.05\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.1\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd$$

$$= \left[0.05\sqrt{24} + \frac{4.00(0.1\sqrt{24} + 0)}{1.34} \right] 250 * 3200 = 1365.9 KN$$

$$\Rightarrow M_u = 3605 KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3605}{1080.5} - \frac{4.00}{2} = 1.34$$

$$V_c = 653.2KN$$

$$V_u = 1080.5 KN > \frac{1}{2} * 0.75 * 653.2 = 244.95 KN \quad \text{Needs reinforcement}$$

$$\phi * v_c + \phi v_s = v_u$$

$$\phi * v_s = v_u - \phi * v_c$$

$$V_s = v_u / \phi - v_c$$

$$V_s = 1080.5 / 0.75 - 653.2 = 787.5 KN$$

$$\frac{A_{vh}}{s_h} = \frac{v_s}{f_y d} = \frac{787.5}{420 * 3200} = 0.000586 mm^2 / m$$

- Maximum spacing is the least of:

$$\frac{L_w}{5} = \frac{4000}{5} = 800 mm$$

$$3 * h = 3 * 250 = 750 mm$$

450 mm Control

Take $\rho = 0.0025$

Try $\phi 10 (A_s = 78.5 mm^2)$ two layers

$$\rho = \frac{A_{vh}}{hS_h} = \frac{2*78.5}{250S_h} = 0.0025$$

$$S_h = 251.2 \text{ mm}$$

→ use $\emptyset 10 @ 200$ mm in tow layer

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) \left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025 \right) \right] * 300$$

$$\left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{21}{4.00} \right) \left(\frac{157}{200*250} - 0.0025 \right) \right] * 300$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.486$$

Try $\emptyset 14$ ($A_s = 154 \text{ mm}^2$) two layers

$$\frac{2 * 154}{S_v} = 0.486$$

$$S_v = 634 \text{ mm}$$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{3} = \frac{4000}{3} = 1333.3 \text{ mm}$$

$$3 * h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

450 mm Control

→ use $\emptyset 14 @ 200$ mm in tow layer

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{4000}{200} \right) * 2 * 154 = 6160 \text{ mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{6160}{4000 * 250} \right) \frac{420}{24} = 0.1078$$

$$\alpha = \frac{P_u}{L_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.1078 + 0}{2 * 0.1078 + 0.85 * 0.85} = 0.115$$

$$\phi M_n = \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

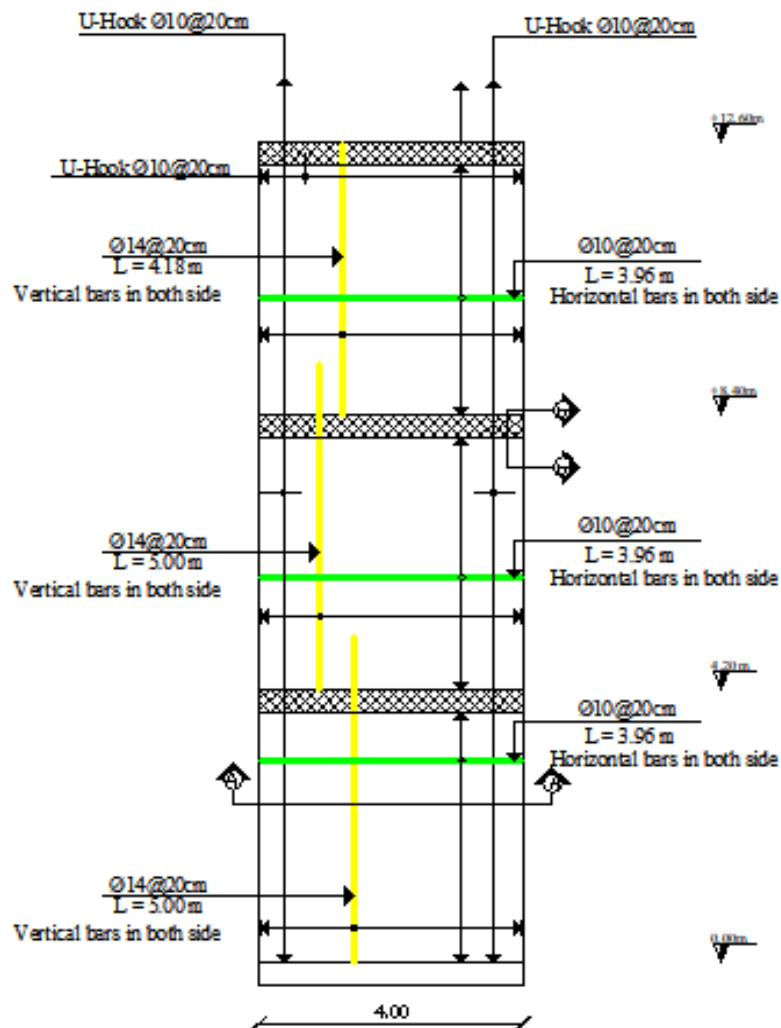
$$= 0.9 [0.5 * 6160 * 420 * 4000 (1 + 0) (1 - 0.115)] = 4121.4 \text{ KN} \geq 3605 \text{ KN.m}$$

$$M_{ub} = M_u - \phi M_n = 3605 - 4121.4 = -516.4 \text{ KN.m}$$

$$X \geq \frac{l_w}{600 * \frac{\Delta h}{h w}} = \frac{4000}{600 * 0.1} = 6.67 \text{ mm}$$

$$L_b \geq \frac{X}{2} = 3.34 \text{ mm}$$

Since Smallest value of L_b & M_{ub} not requires Boundary.

✓ Detailing of shear wall (SW4):-**Fig 4.33: Detailing of Shear Wall.**

4.11 Design of Retaining Wall:

❖ Material :

⇒ concrete B300 $F_c' = 24\text{N/mm}^2$
 ⇒ Reinforcement Steel $F_y = 420\text{ N/mm}^2$

$\phi = 35^\circ$ $\gamma_{\text{soil}} = 18.00\text{KN/m}^3$ $\gamma_{\text{conc}} = 25\text{KN/m}^3$

coefficient of friction between concrete and soil is $\mu = 0.5$

allowable soil pressure = 400 KN/m^2

surcharge = 5 KN/m^2

✓ Size of retaining wall:

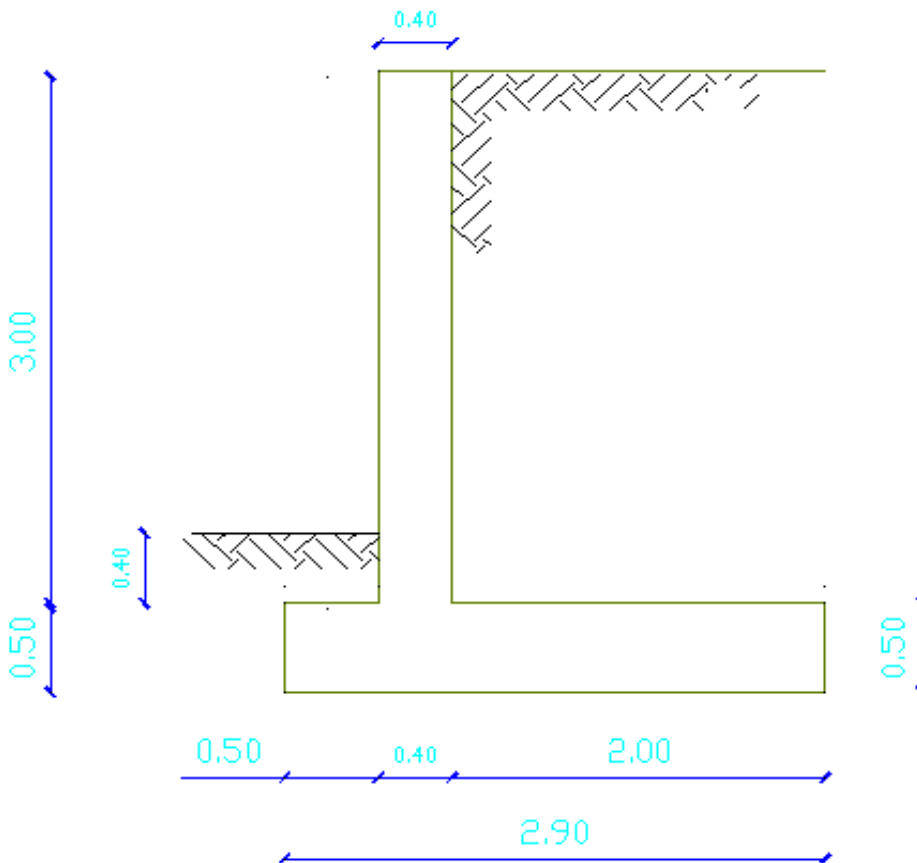


Fig 4.34: Section plan of retaining wall.

$$C_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271$$

$$P_{a1} = C_a \omega h = 0.271 \times 18 \times 3.5 = 17.07 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{a2} = C_a p = 0.271 \times 5 = 1.36 \text{ KN/m}^2$$

$$H_{a1} = C_a \frac{wh^2}{2} = \frac{P_{a1}h}{2} = \frac{17.07 \times 3.5}{2} = 30$$

$$H_{a2} = C_a p h = P_{a2}h = 1.36 \times 3.5 = 4.76 \text{ KN}$$

$$H_a = H_{a1} + H_{a2} = 30 + 4.76 = 34.76 \text{ KN}$$

$$C_p = \frac{1}{C_a} = 3.7$$

$$H_p = C_p \frac{wh^2}{2} = 3.7 \frac{18 \times 0.6^2}{2} = 12 \text{ KN/m}^2$$

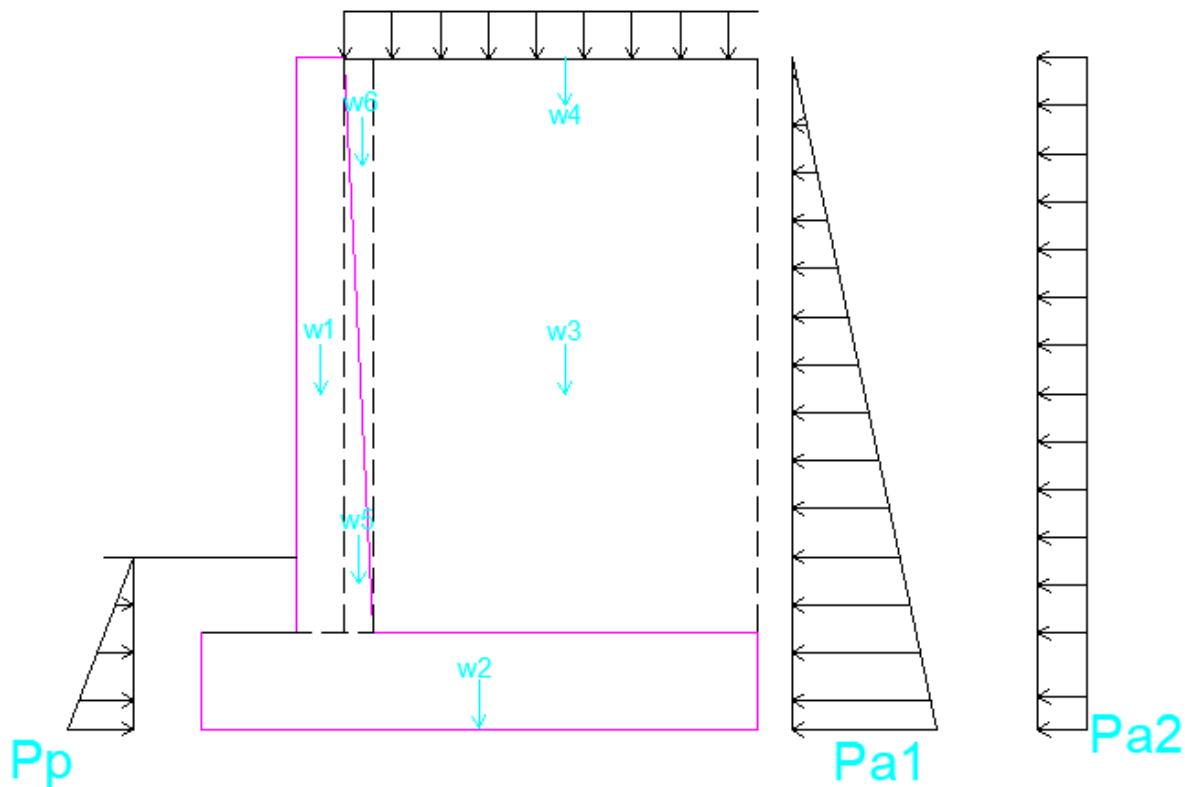


Fig 4.35: loads of Retaining Wall on stem .

Weight [kN]	Arm [m]	Moment [kN · m]
$\omega_1 = 0.25 \times 3 \times 25 = 18.75$	$\frac{0.25}{2} + 0.5 = 0.625$	11.72
$\omega_2 = 0.6 \times 2.9 \times 25 = 43.5$	1.45	63.1
$\omega_3 = 2 \times 3 \times 18 = 108$	1.9	205.2
$\omega_4 = 2.15 \times 5 = 10.75$	1.83	19.6
$\omega_5 = \frac{0.15 \times 3}{2} \times 25 = 5.625$	$\frac{1}{3} \times 0.15 + 0.25 + 0.5 = 0.8$	4.5
$\omega_6 = \frac{0.15 \times 3}{2} \times 18 = 4.05$	$\frac{2}{3} \times 0.15 + 0.25 + 0.5 = 0.85$	3.44

Table (4-8) Moment and Loads Calculation.

$$\sum \omega = 190.7 \text{ kN}$$

$$M_b = \sum M = 307.6 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

$$F = \mu R + H_p = F = 0.5 \times 190.7 + 12 = 107.35 \text{ kN}.$$

$$\text{factor of safety against sliding is } \frac{F}{H_a} = \frac{107.35}{34.76} = 3.09 > 1.5 \quad \text{..ok}$$

$$\text{The overturning moment is } M_o = 30 \frac{3.5}{3} + 4.76 \frac{3.5}{2} = 43.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{The balancing moment, } M_b, \text{ taken about the toe end 0 is } M_b = 307.6 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

$$\text{The factor of safety against overturning is } \frac{M_b}{M_o} = \frac{307.6}{43.33} = 7.1 > 2 \quad \text{..ok}$$

$$x = \frac{M_b - M_o}{\sum \omega} = \frac{307.6 - 43.33}{190.7} = 1.386$$

$$\text{The eccentricity is } e = 1.45 - 1.386 = 0.064 \text{ m}.$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2.9}{6} = 0.483 \text{ m} > e = 0.064 \text{ m}$$

$$I = \frac{1 \cdot 2.9^3}{12} = 2.03 \text{ m}^4, \quad Area = 2.9 \text{ m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{190.7}{2.9} + \frac{190.7 \cdot 0.064}{2.03} \times 1.45 = 74.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{190.7}{2.9} - \frac{190.7 \cdot 0.064}{2.03} \times 1.45 = 57 \text{ KN/m}^2$$

✓ Design of stem:

Shear design

$$Ha1 = Ca \frac{wh^2}{2} = 0.271 \times \frac{18 \times 3^2}{2} = 22 \text{ KN}$$

$$Ha2 = Caph = 0.271 \times 5 \times 3 = 4.07 \text{ KN}$$

$$Ha = Ha1 + Ha2 = 22 + 4.07 = 26.07 \text{ KN}$$

$$Vu = 1.6 \times 26.07 = 41.7 \text{ KN}$$

$$d = 400 - 75 - \frac{20}{2} = 315 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{6} = 0.75/6 \cdot \sqrt{24} \times 1000 \times 315 \times 10^{-3} = 192.9 \text{ KN}$$

$$Vu = 41.7 \text{ KN} < \frac{1}{2} \phi V = 96.5 \text{ KN}$$

The thickness of 40 cm at the stem end is adequate enough.

flexural design

$$Mu = 1.6 \times \left[22 \times \frac{3}{3} + 4.07 \times \frac{3}{2} \right] = 45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Take $\phi = 0.9$ for flexure

$$R_n = \frac{M_u * 10^6}{\phi b * d^2} = \frac{45 * 10^6}{0.9 * 1000 * 315^2} = 0.504 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.504 * 20.59}{420}} \right)$$

$$= 1.22 * 10^{-3}$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 1.22 * 10^{-3} * 1000 * 315 = 383 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Try $\varnothing 12$ @ 200 mm with $A_s = 565.5 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$\text{Vertical } A_{s, \min} = 0.0012bh = 0.0012 * 1000 * 400 = 480 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 565.5 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s, \min, \text{Vertical}} = 480 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{OK}$$

→ Select $\varnothing 12 @ 20 \text{ cm/m}$

Temperature and shrinkage reinforcement: The minimum horizontal reinforcement at the base of the wall according to ACI Code, Section 14.3, is Horizontal

$$\text{Horizontal } A_{s, \min} = 0.002bh = 0.002 * 1000 * 400 = 800 \text{ mm}^2/\text{m}$$

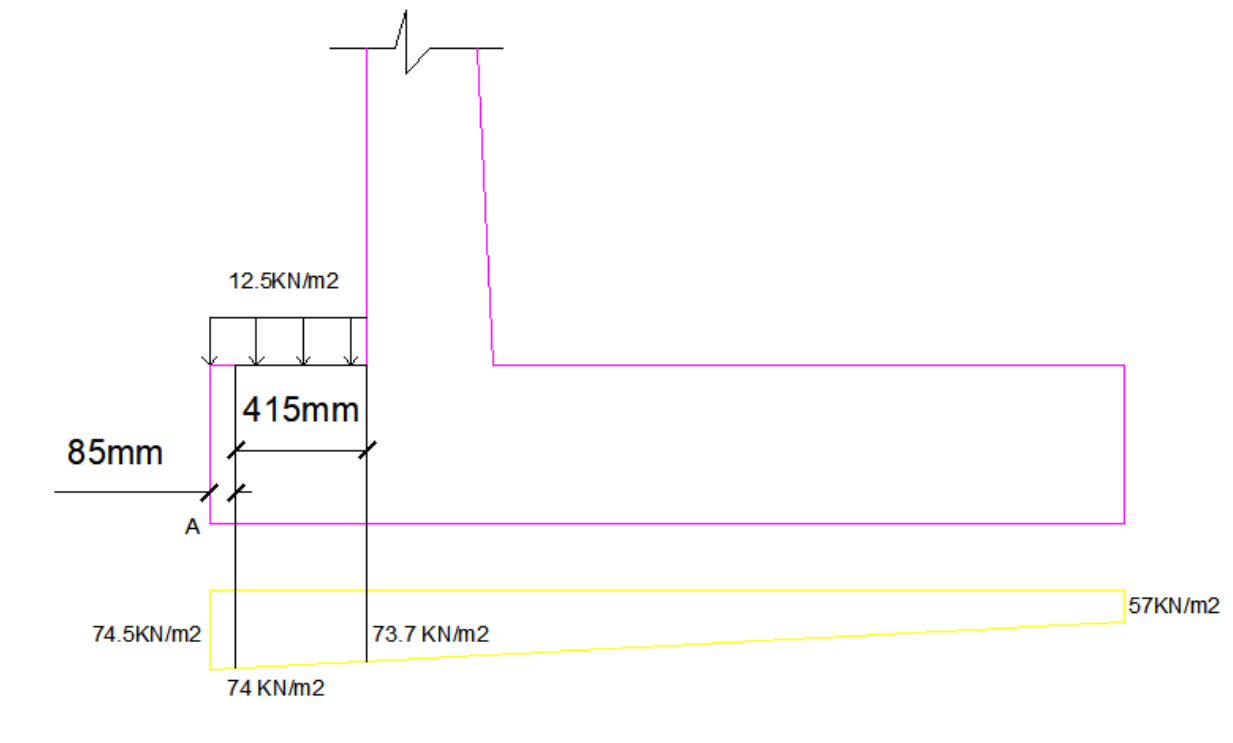
assuming a $\varnothing 16$ bars or smaller.

Because the front face of the wall is mostly exposed to temperature changes, use one – half to two – thirds of the horizontal bars at the external face of the wall and place the balance at the internal face.

$$0.5A_s = 0.5 * 800 = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use $\varnothing 12$ horizontal bars spaced at 200 mm , with $A_s = 565.5 \text{ mm}^2/\text{m}$

→ Select $\varnothing 12 @ 20 \text{ cm/m}$

✓ Design of toe:**Fig 4.36: Loads of Retaining Wall on toe.**

The downward pressure due to self-weight of the toe slab = $0.5 \times 25 = 12.5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{The slope} = \frac{74.5 - 57}{2.9} = 6.03$$

The pressure at the face (section A)

$$q_A = 76.7 - 0.5 \times 6.03 = 73.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$d = 500 - 75 - \frac{20}{2} = 415 \text{ mm}$$

Shear design

The pressure at distance d from the face

$$q_{ud} = 74.5 - 0.085 \times 6.03 = 74 \text{ KN/m}^2$$

$$V_{ud} = 1.6 \times \left(\frac{74.5 + 74}{2} \times 0.085 \right) - 0.9 \times 12.5 \times 0.085 = 9.14 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}{6} = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 415 \times 10^{-3} = 254.13 \text{ KN}$$

$$V_{ud} = 9.14 \text{ KN} < \frac{1}{2} \phi V = 127.07 \text{ KN}$$

The thickness of 50 cm at the toe slab end is adequate enough.

flexural design

$$M_u = 1.6 \times \left[\frac{74.5 - 73.7}{2} \times 0.5 \times \frac{2}{3} \times 0.5 + 73.7 \times \frac{0.5^2}{2} \right] - 0.9 \times 12.5 \times \frac{0.5^2}{2}$$

$$= 13.44 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Take $\phi = 0.9$ for flexure

$$R_n = \frac{M_u \cdot 10^6}{\phi b \cdot d^2} = \frac{13.44 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 415^2} = 0.088 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 \cdot f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.088 \cdot 20.59}{420}} \right)$$

$$= 2.1 \cdot 10^{-4}$$

$$A_{sreq} = \rho \cdot b \cdot d = 2.1 \cdot 10^{-4} \cdot 1000 \cdot 415 = 87.14 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 1000 \cdot 415 = 1182 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 1000 \cdot 415 = 1383.3 \text{ mm}^2/\text{m} - \text{control}$$

$$n = \frac{1383.3}{314.2} = 4.4, \quad \text{take } 5 \text{ } \phi 20/\text{m} \quad \text{or } \phi 20 @ 200 \text{ mm}$$

→ Select $\phi 20 @ 20 \text{ cm/m}$

$$\text{Minimum shrinkage } A_{sh} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 500 = 900 \text{ mm}^2/\text{m}$$

→ Select $\phi 14 @ 30 \text{ cm/m}$

✓ Design of heel:

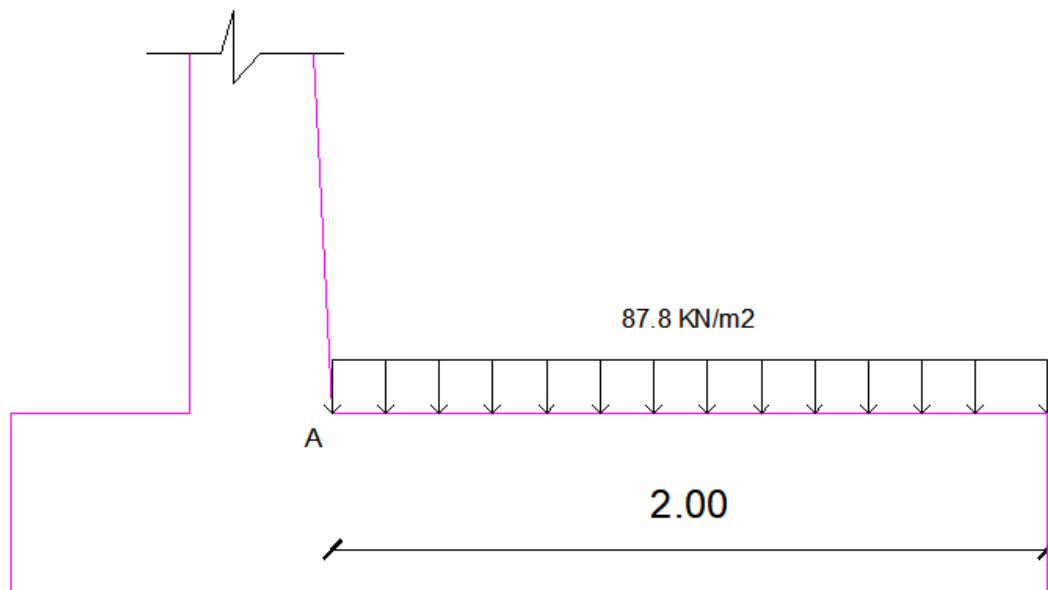


Fig 4.37: Loads of Retaining Wall on Heel.

$$w_u = 1.2 \times (3 \times 18 + 0.5 \times 25) + 1.6 \times 5.0 = 87.8 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = 87.8 \times 1 \text{ m} \times 2 = 175.6 \text{ KN}$$

$$d = 500 - 75 - \frac{20}{2} = 415 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f'_c} * b_w * d}{6} = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 415 * 10^{-3} = 254.13 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \phi V = 127.07 \text{ KN} < V_u = 175.6 \text{ KN} < \phi V = 254.13 \text{ KN}$$

The thickness of 50 cm at the toe slab end is adequate enough.

flexural design

$$M_u = 87.8 \times \left[\frac{2^2}{2} \right] = 175.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Take $\phi = 0.9$ for flexure

$$R_n = \frac{M_u * 10^6}{\phi b * d^2} = \frac{175.6 * 10^6}{0.9 * 1000 * 415^2} = 1.133 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}} \right) \\ &= \frac{1}{20.59} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.133 * 20.59}{420}} \right) \\ &= 2.78 * 10^{-3} \end{aligned}$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 2.78 * 10^{-3} * 1000 * 415 = 1153.7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Check for $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} \cdot b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot 1000 \cdot 415 = 1182 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \cdot 1000 \cdot 415 = 1383.3 \text{ mm}^2/\text{m} - \text{control}$$

$$A_{s,req} = 1153.7 < A_{s,min} = 1383.3 \quad , \text{Take } A_{s,min} = 1383.3$$

$$n = \frac{1383.3}{314.2} = 4.4, \quad \text{take } 5 \text{ } \emptyset 20/\text{m} \quad \text{or } \emptyset 20 @ 200 \text{ mm}$$

→ Select $\emptyset 20 @ 20 \text{ cm/m}$

$$\text{Minimum shrinkage } A_{sh} = 0.0018bh = 0.0018 \times 1000 \times 500 = 900 \text{ mm}^2/\text{m}$$

→ Select $\emptyset 14 @ 30 \text{ cm/m}$

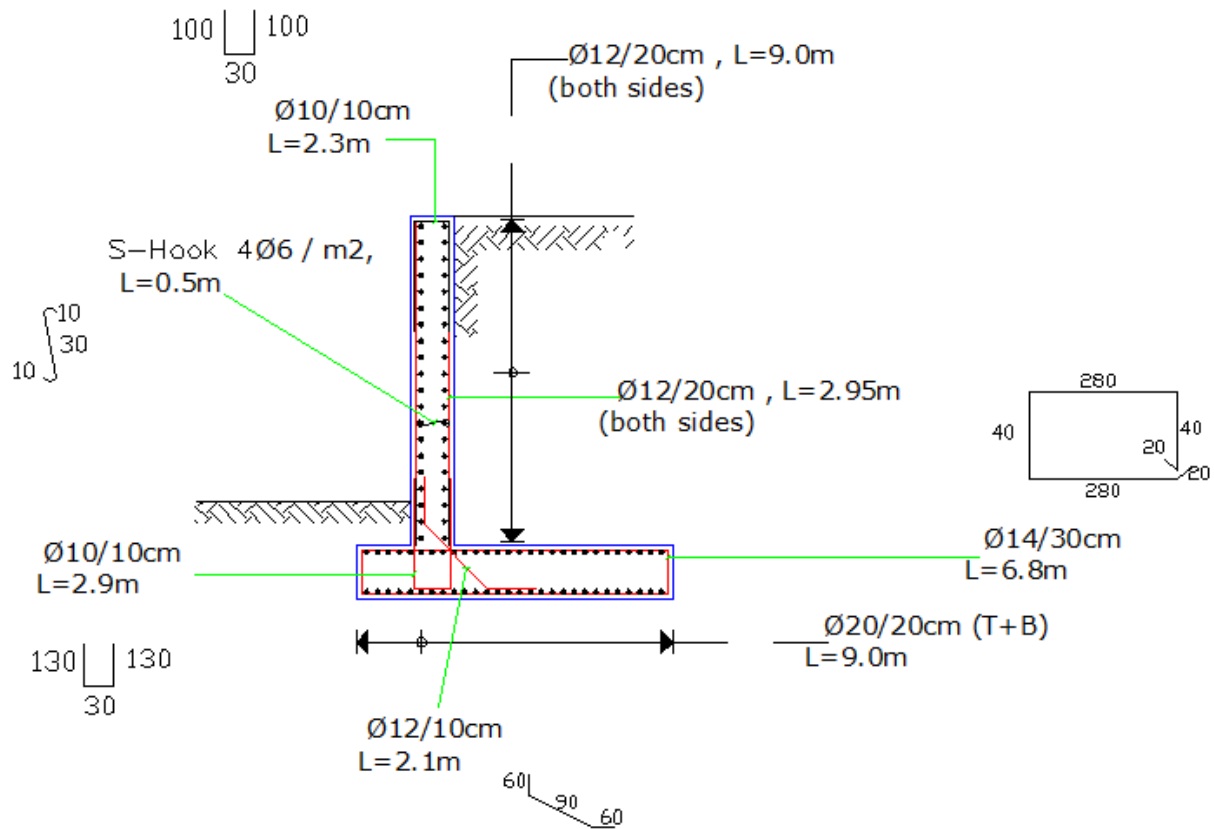


Fig 4.38: Detailing of Retaining Wall.

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة.

2-5 النتائج.

3-5 التوصيات.

1-5 مقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية الأولية التي كانت تحتوي على العديد من الأخطاء مثل توزيع الأعمدة، وبعد الدراسة و التدقيق لهذه المخططات مرت بسلسلة من التعديلات مثل اعادة التوزيع للأعمدة بشكل مناسب وإضافة وحذف بعضها وتعديل بعض الواجهات و الشكل العام و الوظيفة المطلوبة للمبنى و بالمحصلة تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الخاصة بالنظام الإنشائي للمبنى في مرحلة مقدمة مشروع التخرج وتم تصميم جمع التفاصيل الإنشائية للعناصر في مساق المشروع.

2-5 النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة (Ribbed Slab) في العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدة المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج ومناطق أخرى نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:-
هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:-
a. AUTOCAD (2007+2014) :- وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b. ATIR 12 :- للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c. Microsoft Office 2010 :- تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدرّوس.

3-5 التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى، ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وترتيبه وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.