

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى سرطان أطفال " في مدينة بيت لحم

فلسطين-الخليل

فريق العمل

براء عصفرة وجدي عوض

طلعت عقيل إسلام عصفرة

إشراف: م. فهد صلاحات

كانون أول -2018م

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى سرطان أطفال " بمدينة الخليل

فلسطين-الخليل

فريق العمل

براء عصفارة وجدي عوض طلعت عقيل إسلام عصفارة

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

توقيع مشرف المشروع

م. فهد صلاحات م. فيضي شبانه

ديسمبر – 2018م

الإهداء

بداية، علينا أن نتحدث وراء كل كلمة عن كمية الحب التي استنزفناها معهم طوال حياتنا، وكيف كنا نتعب على أكتافهم ثم نعود مرة أخرى متحمسين لمرحلة تعب جديدة داخل هذه اللوحة الرائعة.

إلى ذلك الرجل الذي علمني العزة وكحل عيني بالكبرياء
إلى ذلك الذي ما زالت عيناه تصنعني طفلاً حتى اللحظة!

" إليك والدي " واليها

وإلى الحزن المعبق بأريج الوطن

" إليك أمي "

إلى من اجتمعوا معي على دفء موقد الشتاء وتقاسموا معي ظلمة ليل واحدة

" إليكم إخوتي "

لمن أمسكوا بيدي وكانوا عوني وسندي

" إليكم أصدقائي "

ولا أنسى من علمني حرفاً أن أكون له عبداً

وكل من سبقني الطريق وسيلحقتني إليها من طلاب علم

لكم جميعاً أهدي سهري وتعبني وجهدي

إلى القدس عاصمة فلسطين الأبدية والتاريخية.

إلى الكادحين ليل نهار إلى الذين يشقون الليل باحثين عن الرغيف.

إلى المظلومين والمقهورين في غزة الذين يقولون أغلقوا علينا أبواب السماء إن استطعتم.

إلى الذين دفعوا أرواحهم ضريبة لكرامة هذا الوطن وليحيا هذا الوطن، ولنحيا نحن.

إلى الجرحى والمصابين.

إلى الفقراء ومن يلتحفون بجانب الطريق ليلاً.

إلى كل الذين تصر هذه الحياة على أكل السعادة من على وجوههم.

إليهم جميعاً

شكر وتقدير

إلهي لك الحمد الذي أنت أهله.. على نعم ما كنت قطا لها أهلاً.. متى ازددت تقصيرا تزدي تفضلاً.. كأني بالتقصير أستوجب الفضلاً.

ما توفيقنا إلا بالله، وما من خطوة سرناها إلا برعايته، اللهم لك الحمد والشكر كما ينبغي لجلال وجهك وعظيم سلطانك.

وكل الشكر من بعد الله، إلى آبائنا وأمهاتنا فمن أي أبواب الثناء سندخل، وبأي أبيات القصيد نعبر، وفي كل لمسة جودكم وأكفكم للمكرمات أسطر، كنتم كسحابة معطاءة، سقت الأرض فاخضرت.

ونخص بالشكر، معلمنا الفاضل، المهندس فهد صلاحات المشرف والموجه، تتسابق الكلمات وتتزاحم العبارات لتتظم عقد الشكر الذي يستحقه على ما بذل من مجهودات جمّة لنكون على ما نحن عليه اليوم.

ونشكر هذا الصرح التعليمي العظيم، جامعة بوليتكنك فلسطين، ونخص بهذا الشكر دائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكل طاقمها العظيم الذي لم يتوانى يوماً عن دفعنا للأمام بكل ما أوتي من علم.

ونشكر زملاءنا وزميلاتنا، إخوتنا ورفاق دربنا، شكرا لكل من سمح لنا أن نستند عليه، لكل من ساهم في وصولنا لهذه الوقفة أمامكم.

شكرا لأمتنا جميعاً، حافزنا الأوحد نحو النجاح، شكرا فلسطين.

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـ "مستشفى سرطان أطفال"

التصميم الإنشائي من أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فحساب الأحمال وتصميم العناصر الإنشائية والحفاظ على السلامة والأمان للمبنى والناس تقع جميعها على عاتق المهندس المدني

يتكون المبنى من ثلاثة طوابق وتسوية، حيث تبلغ المساحة الإجمالية حوالي (11000) متر مربع، يتميز التصميم المعماري للمشروع بتوفير الأجواء الملائمة والراحة للمستخدمين وللأطفال لتحقيق الغرض من المشروع.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية، ووجود تراجعات في المساحات الطابقية.

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، وأحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي والتصميم فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08)، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل: -

Microsoft Office XP, Etabs and sab, Atir, AutoCAD (2007).

والله ولي التوفيق

Abstract

The construction design of the " Child Cancer Hospital"

The construction design is the most important design for the building after the architectural design, the calculation of the loads, design the construction of elements security and maintain the security & safety is the responsibility of the civil engineer.

The building consists of three floors and basement, where the total area (13000) square meters, it features the architectural design of the project that provides the Suitable ambience and comfort for users to achieve the purpose of the project.

The importance of the project in a variety of structural elements in the building, such as : beams, columns and concrete tiles, and setbacks in the area bunk beds.

It is noteworthy that the Jordanian code will be used to determine the live loads, and seismic loads, either for the construction and design analysis will be used in the US Code (ACI_318_08), it must be pointed out that there would be dependence on some computer programs such as:

Autocad (2007), Atir, Microsoft Office XP, Etabs, sab.

رقم الصفحة	الصفحات الابتدائية (التمهيدية)
I	تقرير مقدمة مشروع التخرج
II	شهادة مقدمة مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الانجليزية
VII	فهرس المحتويات
X	فهرس الجداول
X	فهرس الأشكال
XI	List of Figures
XII	List of Abbreviations

1	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
2	مشكلة البحث للمشروع	2-1
3	أسباب اختيار المشروع	3-1
3	أهداف المشروع	4-1
4	المسلمات	5-1
4	فصول المشروع	6-1
4	حدود نطاق للمشروع	7-1
5	الجدول الزمني للمشروع	8-1

6	الوصف المعماري	الفصل الثاني
7	مقدمة	1-2
7	لمحة عامة عن المشروع	2-2
8	موقع المشروع	3-2
8	معايير اختيار موقع المشروع	1-3-2
8	اختيار الموقع	2-3-2

9	التحليل الجغرافي للموقع المقترح	3-3-2
9	طبوغرافية الموقع	4-3-2
9	التحليل المناخي	5-3-2
9	درجة الحرارة والأمطار والرطوبة النسبية	1-5-3-2
10	الرياح	2-5-3-2
10	وصف مباني المشروع	4-2
11	الطوابق	1-4-2
11	طابق التسوية	1-1-4-2
12	الطابق الأرضي	2-1-4-2
13	الطابق الأول	3-1-4-2
14	الطابق الثاني	4-1-4-2
15	الواجهات	2-4-2
15	الواجهة الغربية (الرئيسية)	1-2-4-2
16	الواجهة الشمالية	2-2-4-2
17	الواجهة الجنوبية	3-2-4-2
18	الواجهة الشرقية	4-2-4-2
19	المقاطع	3-4-2
21	الحركة في المبنى	5-2

22	الوصف الإنشائي	الفصل الثالث
23	مقدمة	1-3
23	الهدف من التصميم الإنشائي	2-3
24	مراحل التصميم الإنشائي	3-3
24	الأحمال	4-3
24	الأحمال الميتة	1-4-3
25	الأحمال الحية	2-4-3
26	الأحمال البيئية	3-4-3
26	أحمال الرياح	1-3-4-3
27	أحمال الثلوج	2-3-4-3

27	أحمال الزلازل	3-3-4-3
28	العناصر الإنشائية للمبنى	5-3
28	العقدات	1-6-3
29	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	1-1-5-3
30	العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد	3-1-5-3
31	الجبور	2-5-3
32	الأعمدة	3-5-3
33	جدران القص	4-5-3
33	الأساسات	5-5-3
35	الأدراج	6-5-3
36	الجدران الاستنادية	7-5-3
36	فواصل التمدد	6-3
37	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	7-3

Chapter 4	Structural Analysis and Design	38
4-1	Introduction	39
4-2	Check of Minimum Thickness of Structural Member	42
4-3	Design of topping	42
4-4	Design of One Way Rib Slab	44
4-5	Design of Beam	53
4-6	Design of one way solid slab	66
4-7	Design of two way ribbed slab	70
4-8	Design of column(11)	76
4-9	Design of stair	79
4-10	Design of basement wall	87
4-11	Design of shear wall (3)	91
4-12	Design of isolated footing (4)	95

101	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
102	النتائج	1-5
102	التوصيات	2-5
103	المصادر والمراجع	3-5

فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
5	الجدول الزمني للمشروع	جدول (1-1)
25	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (1-3)
25	الأحمال الحية لعناصر المبنى	جدول (2-3)
27	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	جدول (3-3)
42	Check of Minimum Thickness of Structural Member	جدول (1-4)
43	Dead Load Calculation of Topping	جدول (2-4)
46	Dead Load Calculation of Rib (G.R(1))	جدول (3-4)
67	Dead Load Calculation of solid slab	جدول (4-4)
76	Design data of column (11)	جدول (5-4)
81	shows Dead Load calculations on Flight of stair	جدول (6-4)
81	Dead Load calculations on Landing of stair	جدول (7-4)

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
9	الموقع العام لقطعة الأرض	الشكل (1-2)
11	مسقط طابق التسوية	الشكل (2-2)
12	مسقط الطابق الأرضي	الشكل (3-2)
13	مسقط الطابق الأول	الشكل (4-2)
14	مسقط الطابق الثاني	الشكل (5-2)

15	الواجهة الغربية	الشكل (2-6)
16	الواجهة الشمالية	الشكل (2-7)
17	الواجهة الجنوبية	الشكل (2-8)
18	الواجهة الشرقية	الشكل (2-9)
19	مقطع A-A	الشكل (2-10)
20	مقطع B-B	الشكل (2-11)
21	مقطع C-C	الشكل (2-12)
26	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبني والبيئة المحيطة به	الشكل (3-1)
28	توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبني	الشكل (3-2)
29	العقدة المصمتة	الشكل (3-3)
30	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	الشكل (3-4)
30	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	الشكل (3-5)
31	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	الشكل (3-6)
32	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	الشكل (3-7)
33	جدار قص	الشكل (3-8)
34	الأساسات	الشكل (3-9)
35	الدرج	الشكل (3-10)
36	جدار استنادي	الشكل (3-11)
37	فاصل التمدد	الشكل (3-12)

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	relation between cylinder and cube concrete test	40
4-2	stress-strain curve of concrete	40
4-3	values of understrength factors related to strength condition	41
4-4	Topping Load	43
4-5	one way rib	45
4-6	One Way Rib Slab Plan (G.R1)	46

4-7	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (Rib 1)	48
4-8	توزيع حديد العصب	51
4-9	Beam Plan (G.B(18))	53
4-10	Statically System and Loads Distribution of Beam (G.B(2))	54
4-11	Shear and Moment Envelope Diagram of G.B(18).	55
4-12	توزيع حديد الجسر	64
4-13	Plan of solid slab	66
4-14	Shear and moment envelop diagram of solid slab	68
4-15	the position of two way ribbed slab in ground floor.	70
4-16	cross section in two way ribbed slab (long span).	75
4-17	Details of column(11)	78
4-18	Stair Plan and structural system	79
4-19	Transformation of dead load into horizontal projection	80
4-20	Details of stairs	86
4-21	Details of basement wall	90
4-22	Shear Wall(3)	91
4-23	and moment Diagram of Shear Wall.	91
4-24	figure of Shear wall	94
4-25	Footing Section	95
4-26	one-way shear calculation	96
4-27	Detailing of footing	100

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s' = 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.
- b_w = 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' = 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

المقدمة

- 1-1 المقدمة.
- 1-2 مشكلة المشروع.
- 1-3 أسباب اختيار المشروع.
- 1-4 أهداف اختيار المشروع.
- 1-5 المسلمات.
- 1-6 فصول المشروع.
- 1-7 حدود نطاق المشروع.
- 1-8 الجدول الزمني.

1-1 المقدمة: -

إن الطفل هو الثروة الحقيقية لأي مجتمع وهو نواته الأساسية لأنه يمثل المستقبل ، وهناك علاقة طردية بين معيار تقدم الدول وبين تلبية الاحتياجات الأساسية للطفل وما تحقق له من رعاية وانجازات فالطفل هو المحرك الأول للتنمية في المجتمعات المتقدمة فمثلاً العلماء في روسيا كانوا يرددون (لقد ألغت بلادنا الألقاب والامتيازات أو لم تعد لدينا أباطرة ولا قياصرة ، ولكننا نؤكد دائماً أنه في بلادنا قيصرأ واحدا سيظل يتمتع بكل الامتياز والتقدير ذلك هو الطفل) لذا فإن لم يؤسس الطفل بشكل صحيح وتتاح له أوجه الاحتياجات الأساسية في المعيشة سينتج عن ذلك خلل في المنظومة الاجتماعية، ويعتبر الاهتمام بالحالة الصحية والعلاج على رأس هذه الاحتياجات فإذا تمتع الطفل برعاية صحية جيدة أصبح لذلك أثره الإيجابي على المجتمع فالصحة هي من مقومات الثروة الغير قابلة للصرف . ويأتي هنا الدور الكبير الذي تقوم مستشفيات الأطفال في الاهتمام بالرعاية الصحية للأطفال ، من خلال توفير بيئة مناسبة لهم تساعد على سرعة إتمام عملية الشفاء ، يعد تصميم مباني مستشفيات الأطفال من المهام الصعبة والمعقدة لدى المصمم ، نظرا لتداخل احتياجات التصميم المعماري والتي يجب أن تعكس الاحتياجات الإنسانية بحيث لا تتعارض مع الاحتياجات الطبية الإكلينيكية المطلوب أن تكون بأعلى كفاءة داخل المستشفى ، والأكثر تعقيدا هو عمل تصميم جيد لمستشفى عام نظرا للتطور السريع غد في التكنولوجيا الطبية ، ولمصممي حيزان أنشطة الرعاية الصحية دور كبير في الحد التقليل من أنواع الضغوط المختلفة التي يعاني منها المريض داخل المستشفى . " فالمناخ التصميمي يمكنه حقيقة أن يدفع الأطفال الذين يعانون من الاعاقة الجسدية للتمرين والرغبة في العلاج " وذلك من خلال التصميم الجيد للحيازات المختلفة داخل مستشفى الطفل، ولكن حتى زمن قريب لم نجد لم يسمى ببيئة علاجية تتسم بالمعايير الخاصة بالطفل فقد اكتفى بإنشاء مبنى او قسم، يخصص للأطفال لا يراعى من خلاله تباين الأعمار المختلفة المستخدمة له، الذي يبدأ من سنة حتى 18 عام. فالأطفال والمراهقين أثناء المرحلة العلاجية بحاجة على بيئة علاجية تهتم باحتياجاتهم السيكولوجية والفسولوجية والتي أيضا يجب أن تراعي تأثير الاحتياجات الإنسانية للطفل والأسرة على الحيزان المستخدمة التي بدورها يجب أن تجذب انتباه الطفل وتدفعه للتفاعل معها وتتيح له أيضا حرية الابتكار والتخيل وممارسة هواياته وأنشطته الخاصة حتى لا يشعر الطفل بأنه أصبح معزولاً عن العالم الخارجي الذي اعتاد عليه.

1-2 مشكلة البحث (المشروع): -

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة له والذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهو "مستشفى سرطان أطفال ". وفي هذا المجال سوف يتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ... الخ، بتحديد

الأحمال الواقعة عليه، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم له. مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

1-3 أسباب اختيار المشروع: -

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي سوف تواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

1-4 أهداف المشروع: -

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

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

1-5 المسلمات: -

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائي لكافة العناصر (ACI-318M-08).
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs).
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & PowerPoint.

1-6 فصول المشروع: -

1. الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.
2. الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3. الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5. الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

1-7 حدود نطاق المشروع: -

1. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها.
2. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمجمع والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي.
3. تحديد النظام الإنشائي المناسب ومن ثم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
4. عرض المقدمة للمناقشة.

1-8 الجدول الزمني: -

يبين الجدول لملحق رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفقا للخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الأول:

جدول رقم (1-1)

النشاط الأسابيع		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0	1	
اختيار المشروع																							
دراسة المخططات المعمارية																							
دراسة المبنى إنشائيا																							
توزيع الأعمدة وأنواع العقدات																							
التحليل الإنشائي للمشروع																							
التصميم الإنشائي																							
إعداد المخططات التنفيذية																							
كتابة مقدمة المشروع																							
عرض مقدمة المشروع																							

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

- المقدمة.
- لمحة عامة عن المشروع.
- موقع المشروع.
- وصف طوابق المشروع.
- الواجهات.
- الموقع العام.
- المداخل.

إن الوصف المعماري لأي مبنى بحاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها.

من أهم الأمور التي يجب أن توفر في مستشفى سرطان الأطفال. المظهر الجميل والراحة النفسية للمرضى الأطفال والأطباء وغيرهم، إلى التقسيم الداخلي الجيد من توافر مكاتب للأطباء والمرضى وقاعات وأيضاً وجود عده أمور منها الإنارة الجيدة القادمة من الشمس ، توافرها ومن الكهرباء في فصل الشتاء وذلك لاستخدام أقل قدر من الطاقة.

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 عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى اختيار النظام الإنشائي الذي يتلاءم مع وظيفة المبنى وينسجم مع التصميم المعماري له وكما تهدف هذه العملية إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وتسليحها وذلك لمقاومة الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل إلى التربة.

- لمحة عامة عن المشروع: -

وم فكرة المشروع على أساس تصميم إنشائي مراعاة جميع المعايير المعمارية النموذجية في تصميم مبنى الكلية الذي يجب أن تتوفر فيه جميع العاصر التي سوف تجعلها مميز من ، وظيفية ومعمارية وأن يراعي أمور التطور الإدارية والتعليمية من حيث المساحات والحركة ومتطلبات السلامة العامة وأمور أخرى مراعاة! التمدد المعماري المستقبلي.

- موقع المشروع:

تعتبر مرحلة الموقع من المراحل المهمة العملية التصميمية، حيث تُهدف هذه المرحلة إلى خلق قاعدة معلومات متعددة عن الموقع، حيث يمكن فهم المشكلات التصميمية بدقة وتحديد الإمكانيات المتوافرة وتتميز هذه المرحلة بالتشعب والتوسع والتعمق الجوانب التي ستواجه المصمم وإمكانيات وهذا التوسع أفق التفكير هدفها لتخلص من التصورات المسبقة التي المصمم والتي قد تؤثر أسلوب التي يواجهها، والتأثير وسيلة وليس هدف بحد ذاته، فهو وسيلة الانتقال إلى مرحلة البدائل أو الحلول التصميمية.

- - معايير اختيار موقع المشروع:

- من الدراسة عن المستشفيات فيمكن تلخيص المعايير التخطيطية لاختيار الموقع :
- 1- سهولة الوصول للموقع، لذلك أن يكون قريب من الشوارع الرئيسية .
 - 2- أن يكون قريب من الخدمات المختلفة الشرطة وغيرها .
 - 3- توفر الخدمات العامة الماء والكهرباء و المجاري الصحية .
 - 4- أن يكون الموقع مناسب من حيث المناخ والتضاريس المتنوعة .
 - 5- مراعاة التوسع المستقبلي للمشروع .
 - 6- أن تكون الموقع وكافية عناصر المشروع.

- - اختيار المواقع:

لقد تم اختيار الموقع المقترح مستشفى الكاريناتاس -بيت لحم -مدينة بيت لحم. حيث إن الأرض في شارع الكاريناتاس في مدينة بيت لحم والذي يعد من المشاريع الإنسانية الداعمة لحقوق الأطفال، وتقوم الحياة اليومية لهذا المستشفى، الذي يعالج ما يزيد عن مريضاً ويأوي ما يقرب من طفلاً، تقوم الحياة اليومية فيه على التماسك المتواصل والمثمر، وعلى القوية والتي تبدأ عندما يتحد الجميع كفريق واحد ويدعمون بعضهم بعضاً لإعطاء الحياة والمستقبل

- - التحليل الجغرافي للموقع المقترح:

نلاحظ بأن الموقع يمتاز بسهولة الوصول الى الموقع وتوفر الخدمات مثل الكهرباء والماء وشبكات الصرف الصحي.



الشكل (-) موقع المشروع

- - طبوغرافيا الموقع:

تعد الأرض من المرتفعات ولكن من الممكن الاستفادة من التربة الناتجة من عمليات الحفر للموقع لإيجاد المرتفعات الصناعية لأغراض الجمالية والبيئية والوظيفية المختلفة والتي للتصميمية الخاصة بالمشروع.

- - التحليل المناخي:

1- درجة الحرارة والأمطار والرطوبة النسبية:

مناخ بيت لحم إلى المناخ المعتدل ودرجة إشعاع الشمس كون مناسبة وترتفع أحيانا في فصل الصيف. وينتج عن ذلك ارتفاع متوسط درجة الحرارة السنوي إلى 23.5 وارتفاع البخر والنتاج عن كميات الأمطار. و يبلغ متوسط الأمطار السنوية الهائلة مدينة بيت لحم 560 ملم، وهي و المحاصيل الزراعية نموا طبيعيا.

ويحدث الصقيع وتساقط الثلوج منطقة الكاريتاس لذلك تعد بيت لحم من أماكن فلسطين المفضلة للشتاء.

وتتحول هذه المساوي إلى مزايا الصيف حين ترفع الأنسمة البحرية القادمة من البحر الميت والهابة من المرتفعات الجبلية نحو الخليل درجة الحرارة ولكن بشكل معتدل، ولاسيما بعد العصر، كذلك تنخفض الرطوبة الجو معدلها إلى أقل من % الصيف.

-الرياح:

الشتاء تسود الرياح الغربية والجنوبية الغربية المرا لمنخفضات الجوية، وتهب فلسطين مقدمة المنخفضات الجوية الرياح الشرقية، وبعد مرور المنخفضات الجوية تهب رياح غربية باردة .

الصيف تسود الرياح الغربية والشمالية الغربية ذات المنشأ البحري والتي تهب أنسمة بحرية إلى جانب الرياح الشرقية والشمالية الشرقية، وتعتبر جزءا من الرياح الموسمية، وهي نسبية .

- وصف المشروع: -

يتميز المشروع بتنوع خدماتي موزع طابق في تركيبته الهندسية الذي صمم على أسس فنية وجميلة مما ساعد على تنظيم الخدمات والترتيبات اللازمة وتوفير أماكن راحة وتبلغ المساحات ا حوالى 11000 ر مربع والمساحة الطابقية تكون بين 2200 الى 3500 متر مربع

ويحتوي المبنى على عدة طوابق وهي:

- طابق التسوية.
- الطابق الأرضي.
- الطابق الأول.
- الطابق الثاني.

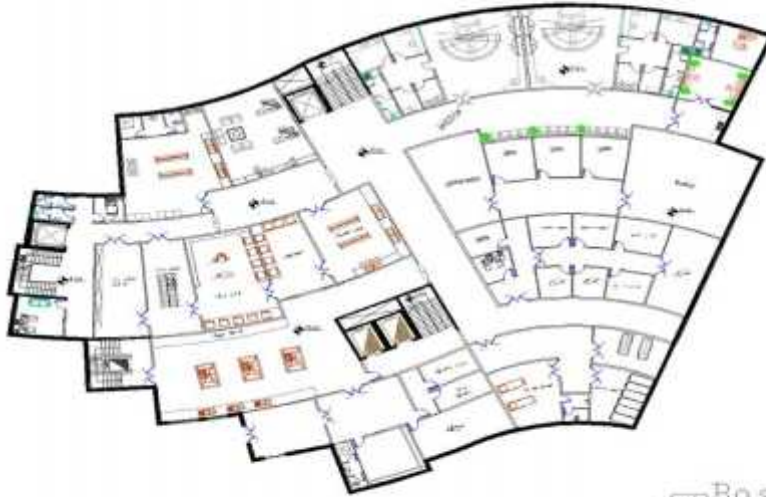
- - الطوابق:

- - - طابق التسوية: -

- تبلغ مساحة هذا الطابق م ذات منسوب -4 متر، ويتم الوصول إليه عن طريق مدخل رئيسي من الواجهة الأمامية، ويتم الانتقال من الطوابق عن طريق الأدرج والاصانصيرات.

ويحتوي هذا الطابق على:

- غرفة بويلر
- غرفة محول.
- مخزن.
- مطبخ.
- ثلاجة موتى.
- غرفة غسيل للموتى.
- غرف اشعة.



Basement Floor
SCALE 1/200

الشكل (-) سقَط طابق التسوية.

- - - الطابق الأرضي: -

تبلغ مساحة هذا الطابق حوالي م ذات منسوب + . متر، ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- مختبرات.
- عيادات.
- قسم الأشعة.
- استقبال.
- غرف غيار للأطباء.
- غرف مرضى.



الشكل (-) مسقط الطابق الأرضي.

- - - الطابق الأول: -

تبلغ مساحة هذا الطابق 3200 م ذات منسوب 4 متر، ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق الأدرج والمصاعد.

ويحتوي هذا الطابق على:

- حمامات.
- مكان للراحة.
- غرف مرضى.
- غرفة عمليات.
- مكتب ممرضين.



First Floor
SCALE 1/200

الشكل (-) مسقط الطابق الأول.

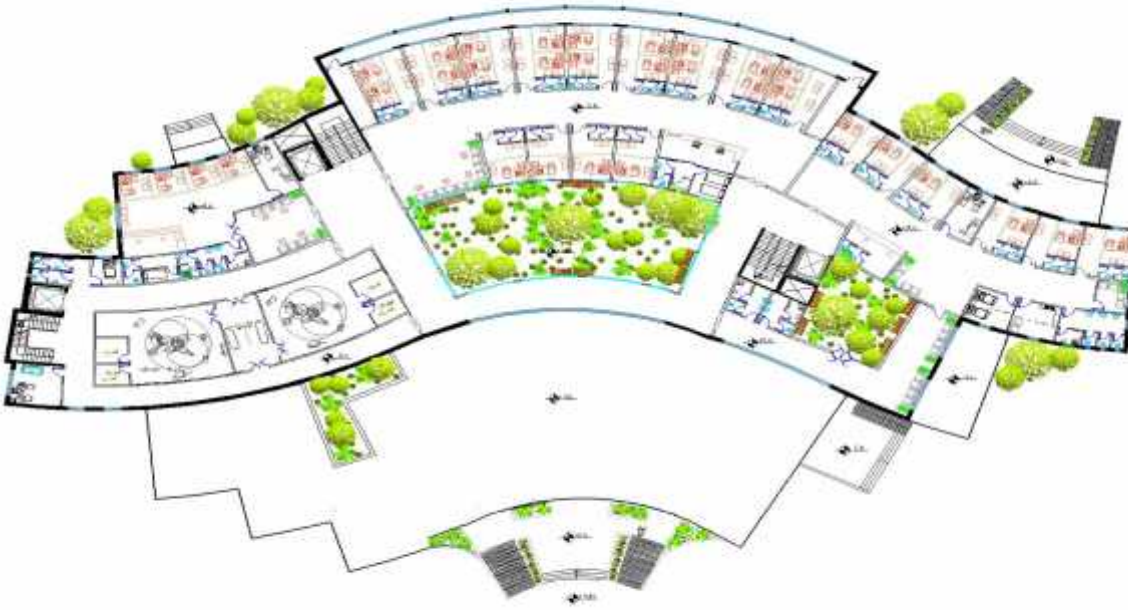
- - - الطابق الثاني :-

م ذات منسوب 8متر، ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق

تبلغ مساحة هذا الطابق
الأدراج والمصاعد.

ويحتوي هذا الطابق على:

- حمامات.
- مكان للراحة.
- غرف مرضى.
- غرف ممرضين.
- غرفة عمليات.



Second Floor
SCALE 1/200

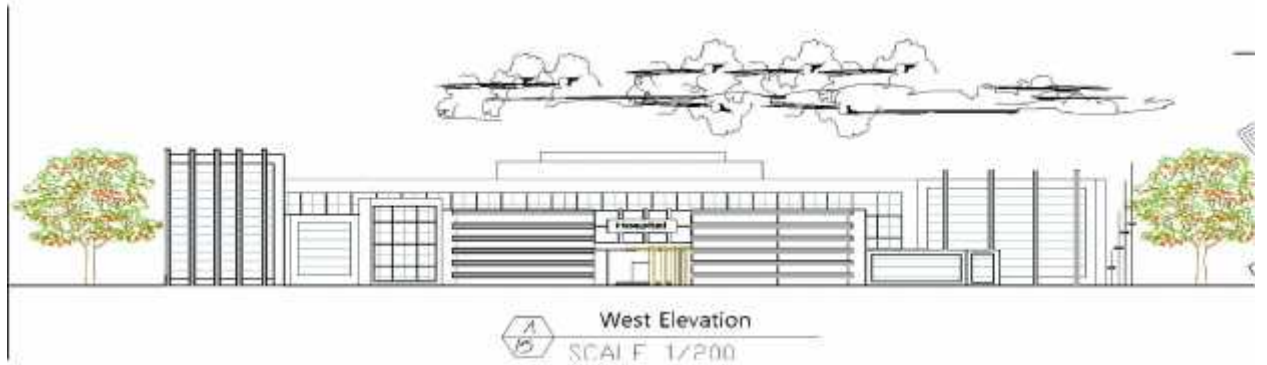
الشكل (-) مسقط الطابق الثاني.

- الواجهات: -

إن الواجهات الناتجة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس المعماري مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات تفاوت المناسب والترجمات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

- - الواجهة الغربية (الواجهة الرئيسية): -

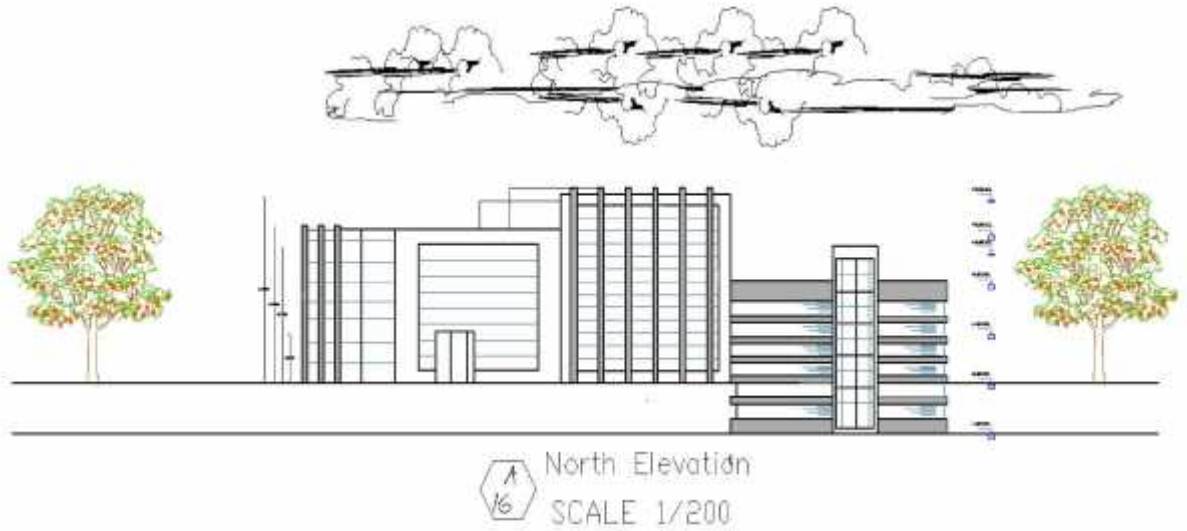
هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفي هذه الواجهة المدخل الرئيسي الى هذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق مما زاد الواجهة جمالا ملحوظاً، ومنحها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة وإعطائها نوعاً من الفخامة مما يعكس طبيعة المبنى.



الشكل (-) الواجهة الغربية.

- - الواجهة الشمالية: -

هذه الواجهة الثانوية، في هذه الواجهة يظهر بعض التداخلات في المبنى بحيث يضيفي عليه بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية الملحوظة، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية

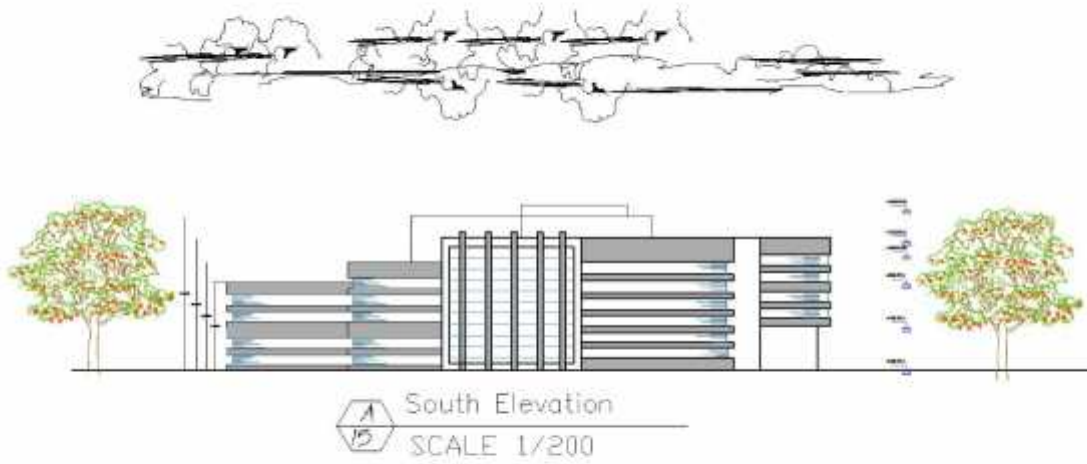


الشكل (-) الواجهة الشمالية

- - - الواجهة الجنوبية:-

هذه الواجهة الثانوية حيث يظهر فيها تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الحجر لتمييز موقع الفتحات من

جهة وإعطاء منظر جمالي فريد.

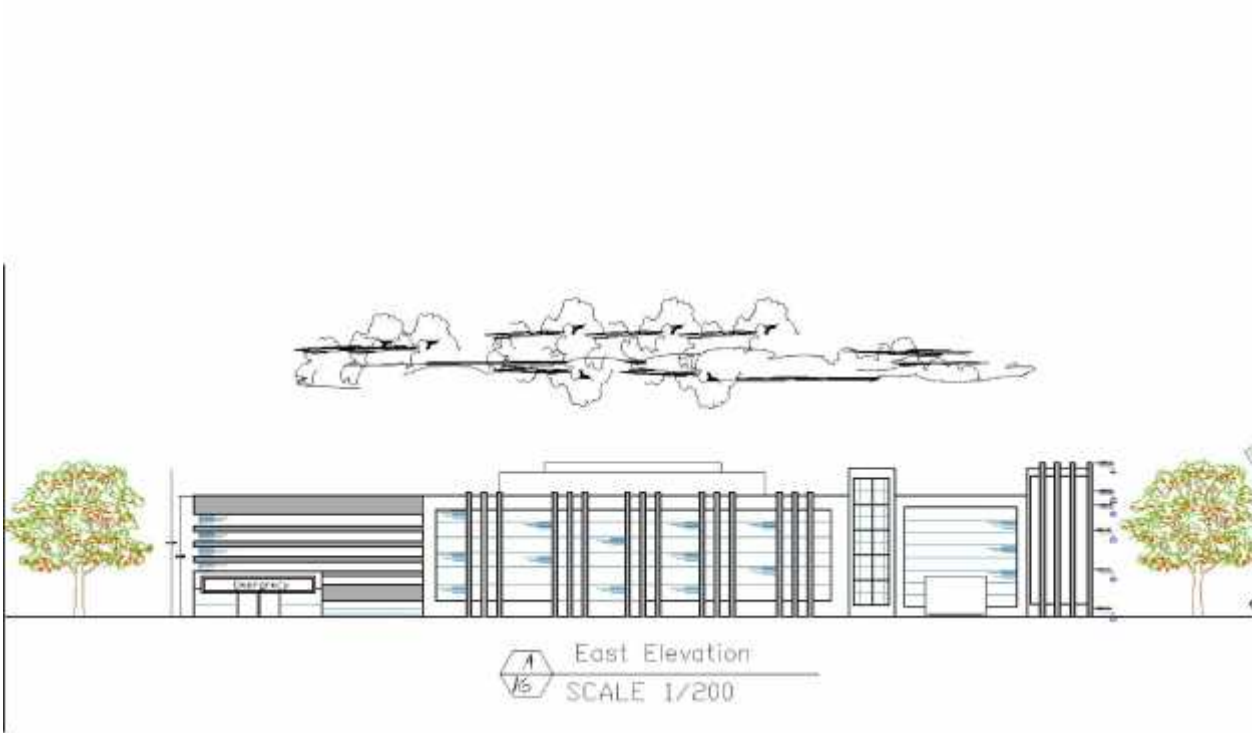


الشكل (-) الواجهة الجنوبية.

- - - الواجهة الشرقية: -

هذه الواجهة الثانوية حيث يظهر فيها تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الحجر لتمييز موقع الفتحات من

جهة وإعطاء منظر جمالي فريد حيث تحتوي على مدخل ثانوي للمبنى.



الشكل (-) الواجهة الشرقية.

- - المقاطع: -

تعرض بعض القطاعات داخل المبنى: -

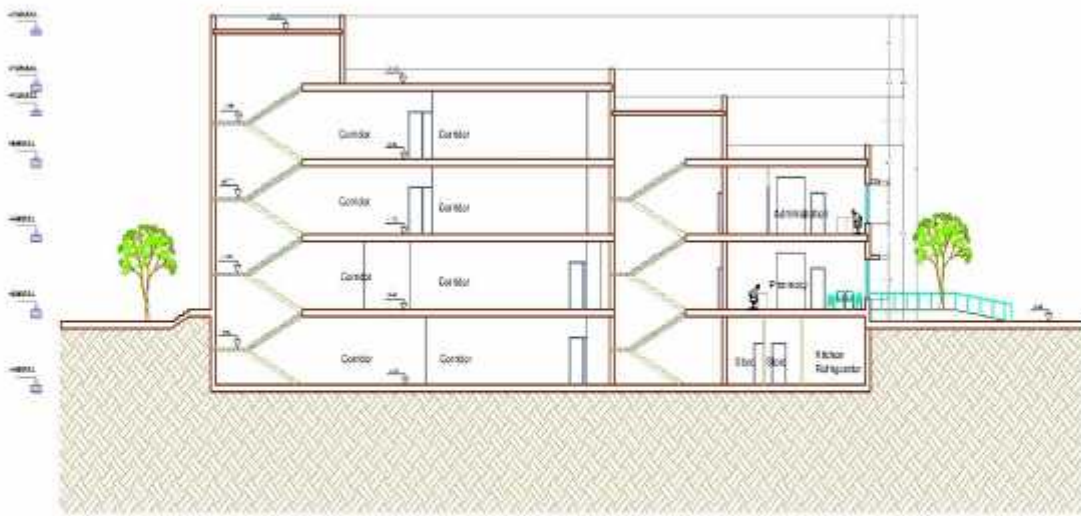
الشكل (-) القطاع (A-A).



Section A-A

SCALE 1/200

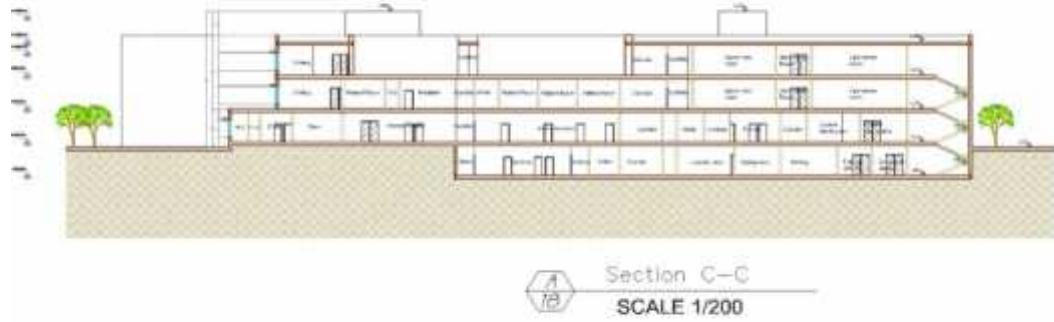
الشكل (-) القطاع (B-B).



Section B-B

SCALE 1/200

الشكل (-) (-) المقطع (C-C).



- الحركة في المبنى: -

يمكن الدخول من مدخلين وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى حيث تنقسم :

هي حركة سيارات المرضى وهذه الحركة صممت على أساس تجنب أي تقاطع قد يحدث بين السيارات.

نقسم الحركة داخل المبنى إلى نوعين هما:

• الحركة أفقية:

تتم من خلال ساحة كبيرة تتفرع منها بيت الدرج والمصاعد الكهربائية التي تسهل الحركة ما بين طوابق المبنى، وتوزع إلى الأقسام المختلفة داخل الطابق الواحد، ومن الملاحظ أن الحركة الأفقية تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها.

• الحركة الرأسية (العمودية):

والتي تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تقع سهل الوصول إليها وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية (عمودية) بين طابق.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

- مقدمة
- هدف التصميم الإنشائي
- مراحل التصميم الإنشائي
- الأحمال
- العناصر الإنشائية المكونة للمبنى
- فواصل التمدد
- برامج الحاسوب المستخدمة

- المقدمة :-

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار والمقترحات الموجودة في التحليل المعماري ، التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

- هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف من التصميم الإنشائي تحليل وتصميم العناصر إنشائياً بطريقة آمنة باستخدام مجموعة من البرامج المحسوبة لإتمام المشروع بشكل متكامل و مترابط، والحصول على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه، ومن ثم المقارنة بين النتائج.

عملية التصميم الإنشائي للعناصر تمت باعتماد الكود الأردني للأحمال الحية واعتماد الكود الأمريكي لتصميم العناصر الخرسانية (ACI 318_08) وعملية التحليل والتصميم تمت باستخدام برنامج ATIR و برنامج ETABS.

ويتم اختيار العناصر الإنشائية بناء على:

- عامل الأمان (Factor of safety): وذلك بتصميم مقاطع إنشائية قادرة على تحمل الأحمال والقوى الواقعة عليه.
- الكلفة الاقتصادية (Economy): يتم ذلك بتصميم المقاطع الإنشائية وبنائها بأقل تكلفة
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability): من حيث تجنب الهبوط الزائد Deflection والتشققات Cracks المثيرة لإزعاج المستخدم.
- النواحي المعمارية والجمالية للمبنى.

- مراحل التصميم :

يمكن تقسيم مراحل التصميم إلى مرحلتين :

- :

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

الثانية:-

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقاة الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

- الأحمال :-

يتعرض المبنى لأحمال مختلفة يتم تحديدها عليه بشكل دقيق باستخدام الكودات المختلفة، وهذا يتطلب من المهندس الإنشائي تصميم المقاطع بشكل يقاوم هذه القوى والاجهادات المتولدة فيها. ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

- - الأحمال الميتة:

وهي الأحمال التي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تتمثل في وزن العناصر الإنشائية وعناصر التشطيب، وعملية تحديد هذه الأحمال تتم من خلال افتراض العناصر الإنشائية، ومن خلال الكثافات النوعية المحددة لمواد البناء المختلفة وفق الكود الأردني. والجدول التالي يوضح ذلك:

(-) : الكثافات النوعية للمواد المستخدمة

S. Weight (KN/m ³) النوعي	(Material)	
23	(Tile)	1
22	المونة الإسمنتية (Mortar)	2
17	(Sand)	3
25	(Reinforced Concrete)	4
22	(Plaster)	5
20	(Backfill) ()	6
2.3(KN/m ²)	Partitions	7

- - الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى والتي تعتمد على نوع المبنى الوظيفي. وهذه الأحمال تشمل:

- أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
 - الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
 - الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر مثل الأثاث الأجهزة، الآلات الإستانتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة.
- يوضح ذلك:

(-) : الأحمال الحية لعناصر المبنى

Live Loads (KN/m ²)	(Type of Area)	
4.00	(Stairs)	1
5	المستشفيات	2
4.00	(Corridors)	3
10.00	(Elevator)	4
5.00	(Car Parking) مرائب السيارات	5
3.00	غرف التدريس	6
4.00		7
3.00		8
5.00		9
2.00	كافتيريا	

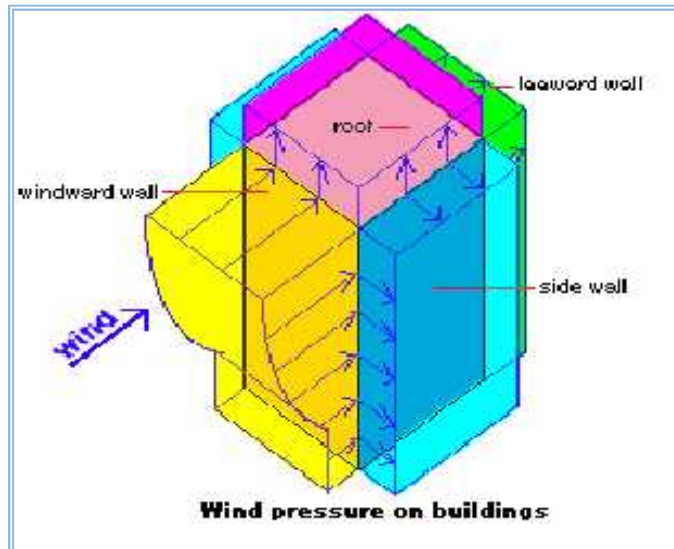
حيث تم أخذ هذه الجداول من الكود الأردني للأحمال.

- - - الأحمال البيئية :

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية ، وهذه الأحمال تعتبر من الأحمال المتغيرة بالمقدار والموقع وتشبه بشكل كبير الأحمال الحية والتي يكون مقدارها متغير، أما أحمال الرياح فتكون متغيرة في الاتجاه وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح المعتمدة في التصميم ومنها يتم تحديد الضغط الناتج عنها على المباني، باعتماد عدة عوامل منها السرعة، وارتفاع المبنى، وموقع المبنى وغيرها.

- أحمال الرياح:

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، وعملية تحديد أحمال الرياح تتم اعتماداً على سرعة الرياح القصوى، وتتغير بتغير ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى.



(-) الرياح على المبنى.

- 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.

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

(-): قيمة

	(Snow Loads) (KN /m ²)	(h) (m)
1	0	250>h
2	(h-250) /1000	500 > h > 250
3	(h-400) / 320	1500 > h > 500
4	(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

واستنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق 44 في الكود الاردني وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر والذي يساوي (775م) تم حساب أحمال الثلوج كالاتي:

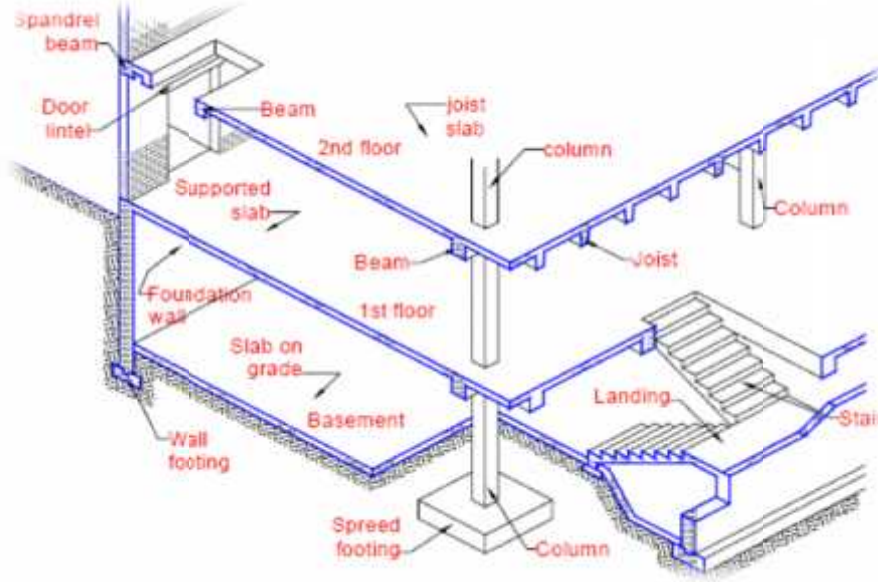
$$\begin{aligned}\text{Snow Load} &= (h - 400) / 320 \\ &= (775 - 400) / 320 \\ &= 1.17 \text{ KN /m}^2\end{aligned}$$

- أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، تنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل، وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

- العناصر الإنشائية المكونة للمبنى :-

يتكون كل مبنى إنشائي من عناصر إنشائية مختلفة تساعد على استمرار صلاحية استخدامه، وهذه العناصر تشمل العقودات والجسور والأعمدة وجدران القص والأساسات.



(-) العناصر الإنشائية في المبنى

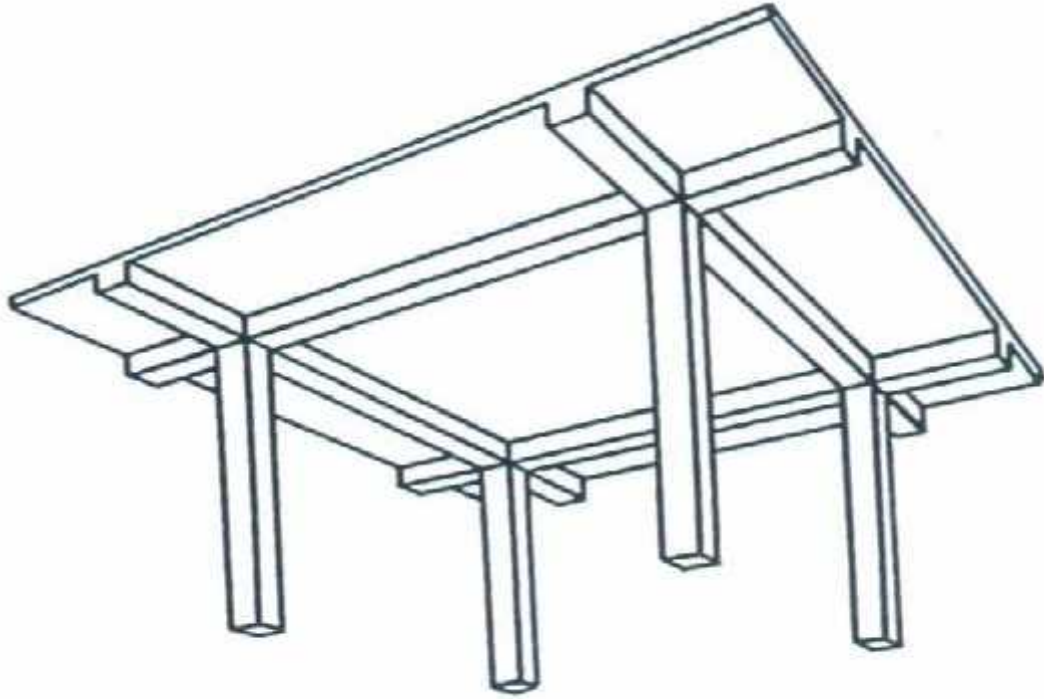
- - - العقودات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجدران والأدراج والأساسات، دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظرا لوجود العديد من الخدمات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقودات التالية في المشروع:-

. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :-

- العقودات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقودات المسطحة (Flat slab)



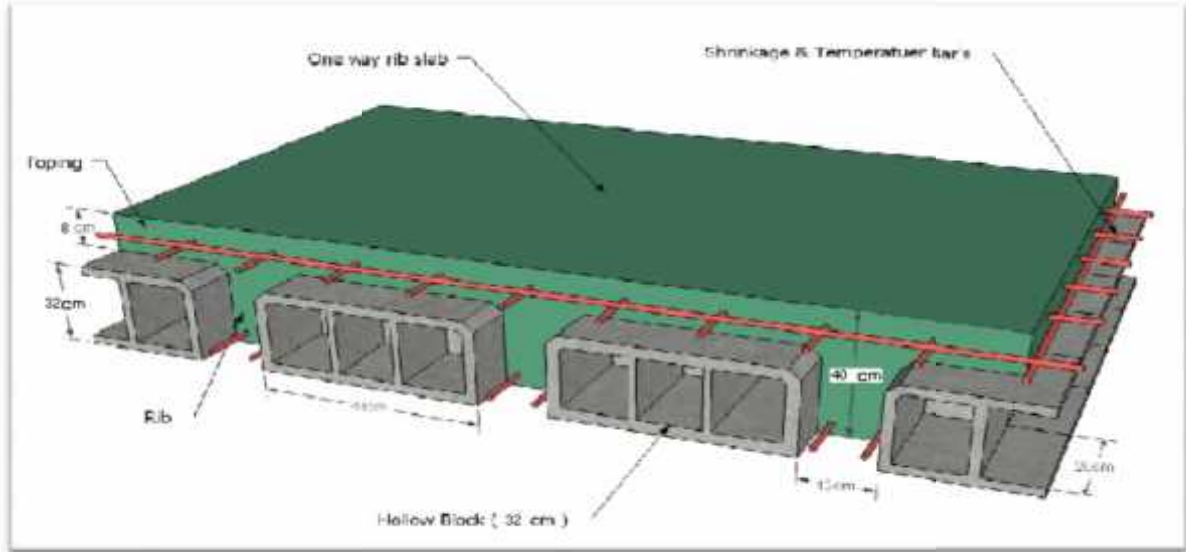
(-)

- البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسّم إلى :-
 - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من إلى متر.

-5- - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

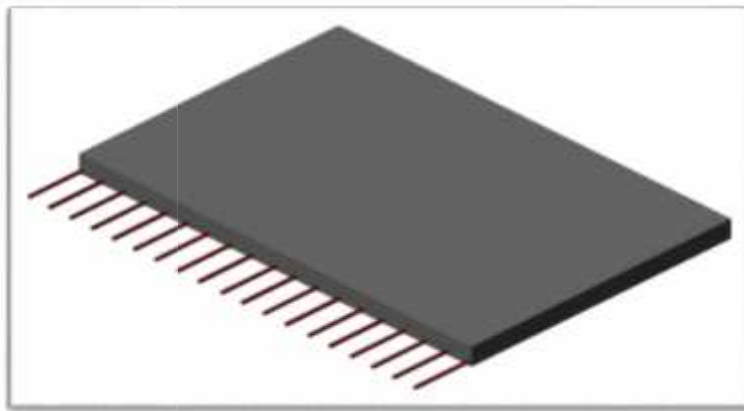
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل التالي.



(-)

- - - العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slabs) :

تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل التالي.



(-)

- - الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة حيث تقسم إلى:-

- جسور مسحورة (Hidden Beam) .

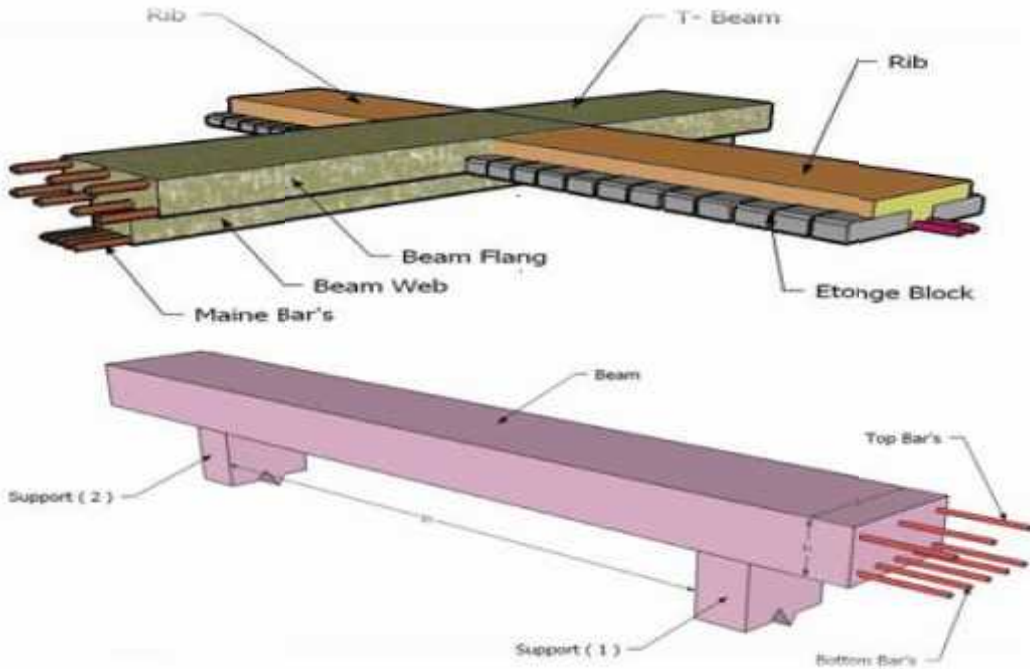
وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

- جسور ساقطة (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 .

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر و بالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (-) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



(-)

- - الأعمدة:

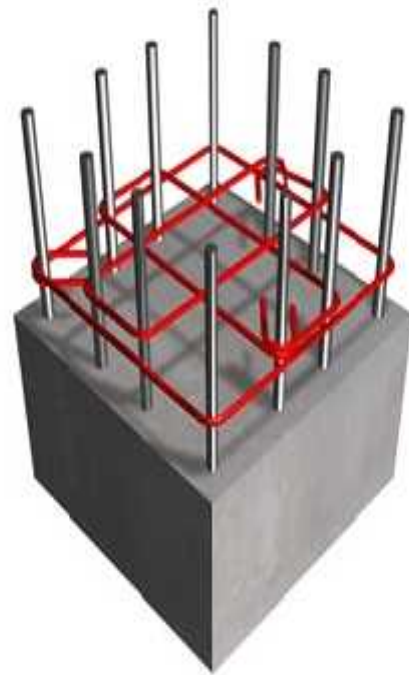
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من الجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:-

- الأعمدة القصيرة (short column).

- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاث أنواع وهي:- المستطيلة والدائرية و المربعة وفيهذا المشروع تم استخدام النوعين المستطيل والدائري كما هو مبين في الشكل

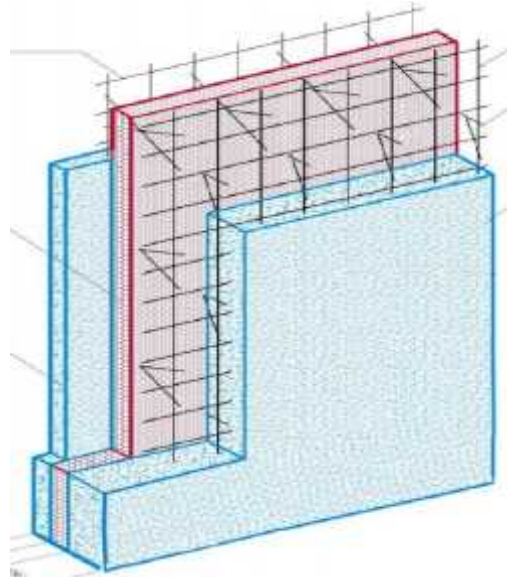
:



(-)

- - 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. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، وجدران موزعة داخل المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن.



(-):

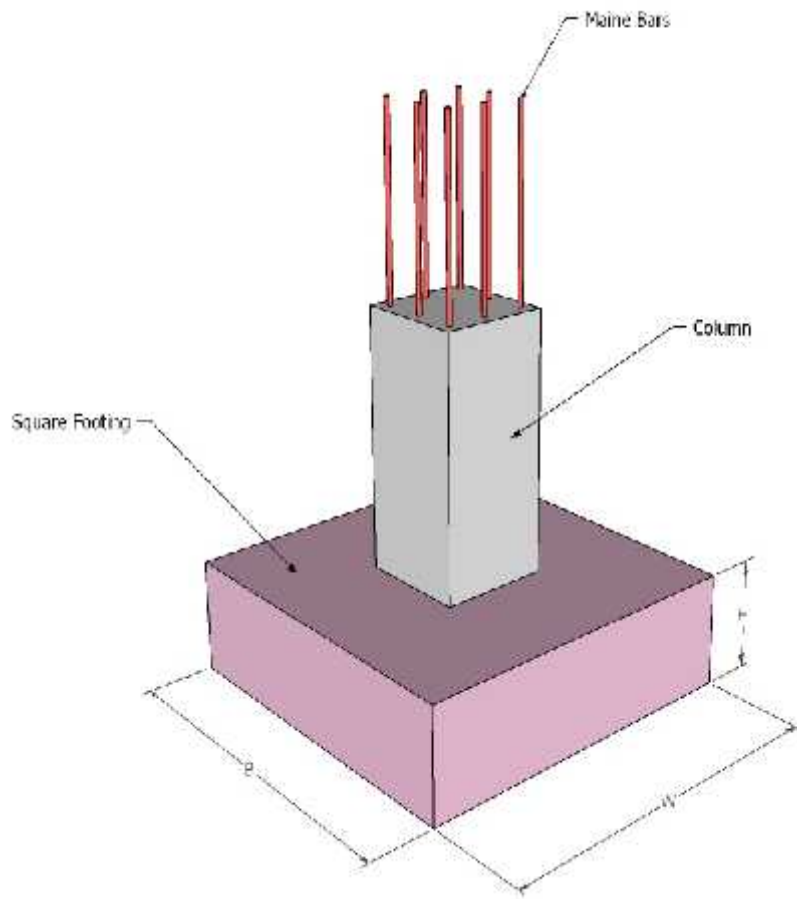
- - الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الأعمدة وتمر إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات،

وبناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

الأساسات على عدة أنواع كما يلي:-

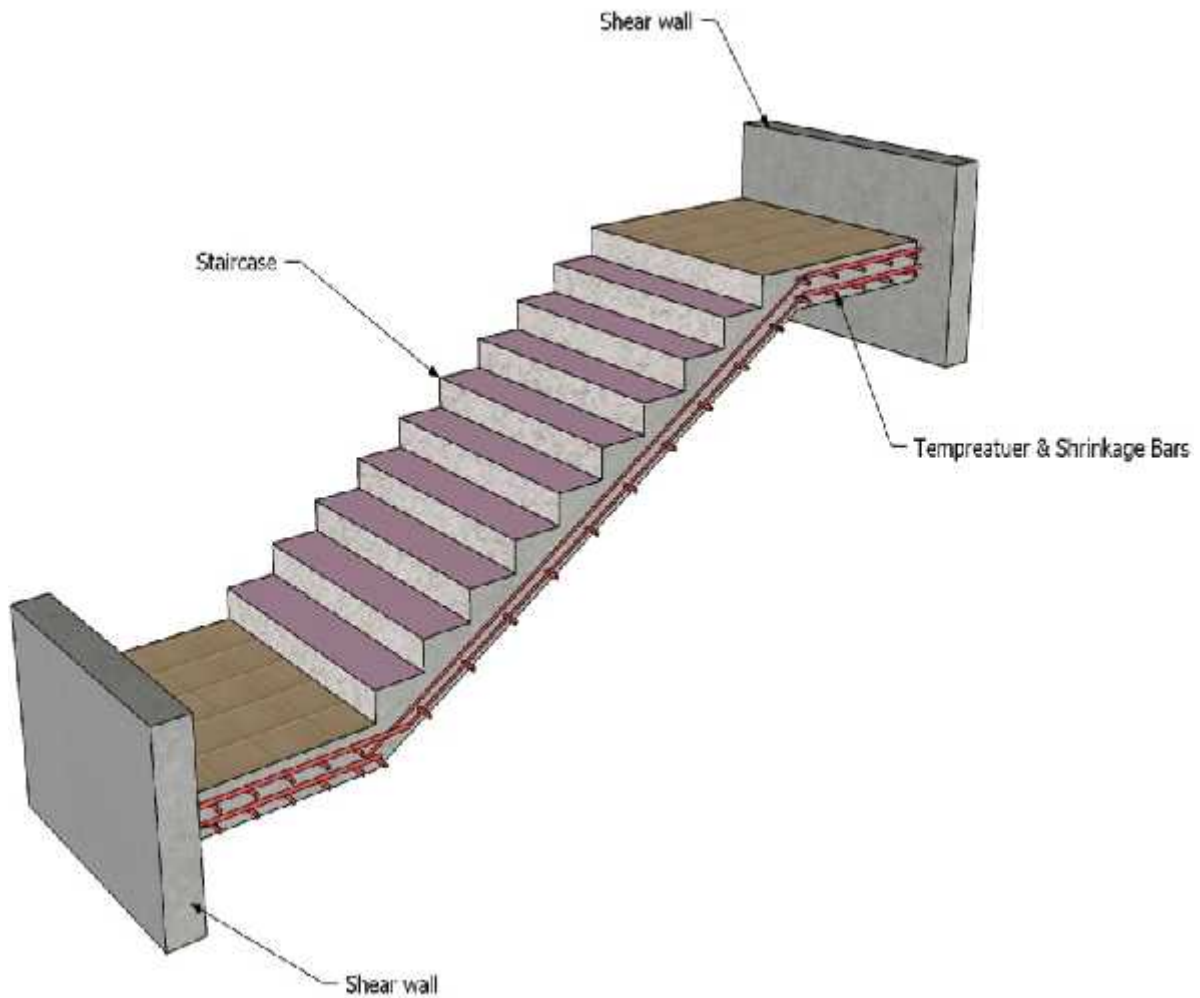
- أساسات منفصلة (Isolated Foundation).
- أساسات مزدوجة (Combined Foundation).
- أساسات شريطية (Strip Foundation).
- أساسات البلاطة (Mat Foundation).



:(-)

- - الأدرج:

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل التالي.



(-) :

- - الجدران الاستنادية:

بسبب وجود طباق تحت مستوى سطح الأرض، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. وهناك أشكال متعددة للجدران الاستنادية تبعاً لطبيعة الموقع، وطبيعة المواد المستخدمة إنشائها.



(-) :

- فواصل التمدد

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من إ ل م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .

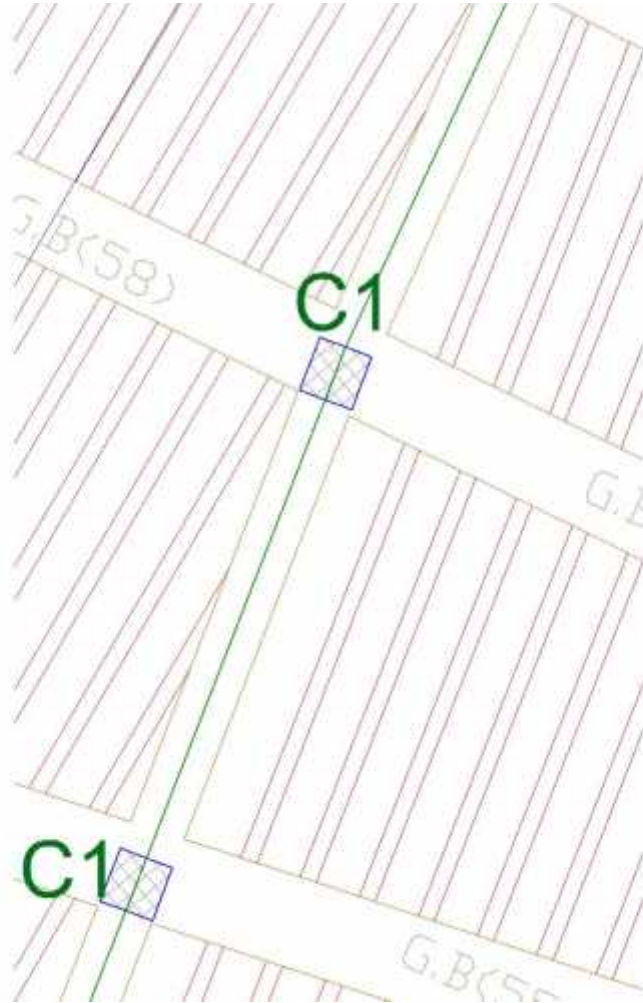
- من إ ل م في المناطق الحارة .

- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف

- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين

الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم عمل فاصلين تمدد وذلك لان أبعاد المبنى (. * .) متر في هذا المشروع.



(-) :

برامج الحاسوب المستخدمة: (-) :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

1. AutoCAD (2007+2014) for Drawings Structural and Architectural.
2. For Text Edition Microsoft Office (2010).

3. Microsoft Excel XP

4. ATIR

5. .SAFA 2014

6. .ETABS 2015

7. .SAP 2000

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

- الد
- التوصيات.
- المصادر والمراجع.

- النتائج.

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، والتعرف على معطياته وجوانبه، تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:

(إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنسانية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى.

(إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها.

(التعرف على العناصر الإنسانية، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها، وذلك ليتم تصميمها تصميمًا جيدًا يحقق الأمان والقوة الإنسانية.

(من الصفات التي يجب ان يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أي مشكلة ممكن ان تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

- التوصيات.

(يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائيًا ومعماريًا.

(يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

(ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

(يجب استكمال التصميم الكهربائي والميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنسانية.

- المصادر والمراجع.

. كود البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان،
الأردن م.
. ملاحظات الأستاذ المشرف.

3. American Concrete Institute (A.C.I), Building code Requirement for structural concrete (ACI-318M-08).

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 one-way solid

4-7 Design of Tow-Way Rib Slab.

4-8 Design of Column.

4-9 Design of Stairs.

4-10 Design of basement Wall.

4-11 Design shear wall

4-12 Design of isolated footing

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 with standing 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.

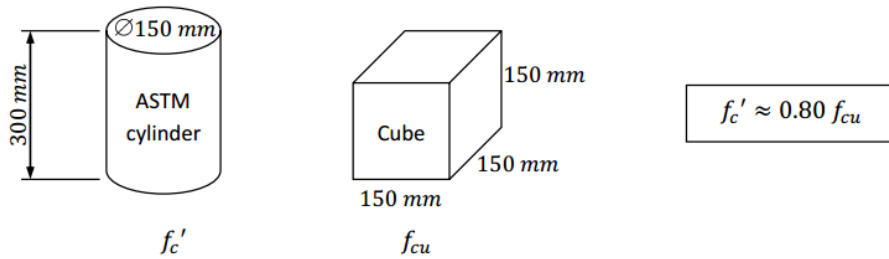


Figure (4-1) relation between cylinder and cube concrete test.

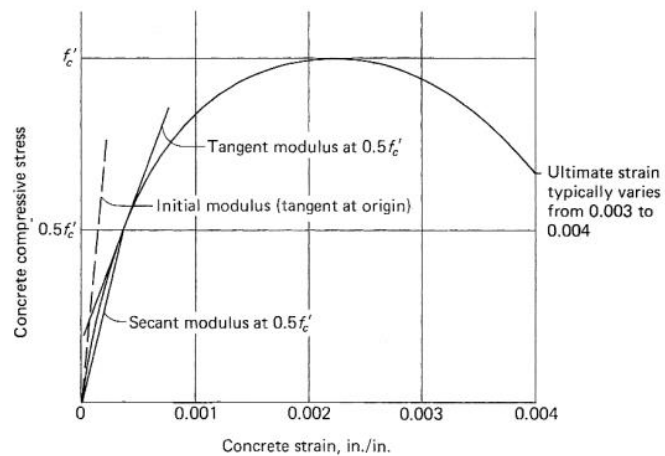
4-1-3 Modulus of Elasticity of concrete:

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 (strength method):

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



(Ultimate

loads are applied to the structure or that the structure is acting. The ultimate strain is typically varies from 0.003 to 0.004.

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

Member	Minimum thickness, h			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections			
Solid one-way slabs	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
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 $(0.4 + f_y/700)$.

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** $h = 35 \text{ cm (27 cm Hollow Block + 8 cm Topping)}$.

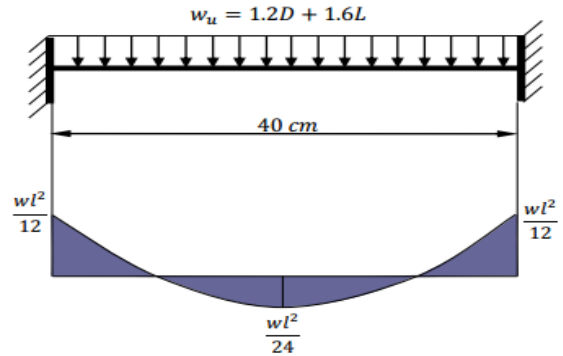
4-3 | Design of Topping:

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 **Load Calculations:** -

Dead Load:

table (4-3): Dead Load Calculation of Topping.



No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 1 = 0.69 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$0.03 \times 22 \times 1 = 0.66 \text{ KN/m}$
3	Coarse Sand	$0.07 \times 17 \times 1 = 1.19 \text{ KN/m}$
4	Topping	$0.08 \times 25 \times 1 = 2.0 \text{ KN/m}$
5	partiton	$1 \times 2.3 = 2.3$
Sum =		6.84KN/m

length with both end fixed in the ribs, Table (4-2) shows Load calculations on topping.

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

Factored Load: -

$W_U = 1.2 \times 6.84 + 1.6 \times 4 = 14.608 \text{ KN/m}$

Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$, where $\phi = 0.55$

$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m$ (ACI 22.5.1, equation 22-2)

$$S_m = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \cdot 80^2}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^2$$

$$\phi M_n = 0.55 \times 1 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.174 \text{ KN.m} \quad (\text{negative moment})$$

$$\phi M_n \gg M_u = 0.174 \text{ KN.m}$$

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

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

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

Step (s) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ *control* ACI 10.5.4
2. 450mm.
3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$

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

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

4.4 Design of One Way Rib Slab (G.R1)

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

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

Select $b_w = 12 \text{ cm}$

$$h \leq 3.5 \cdot b_w \dots \dots \dots \text{ACI(8.13.2)}$$

Select $h = 35 \text{ cm} < 3.5 \cdot 12 = 42 \text{ cm}$

$$t_f \geq L_n / 12 \geq 50 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ACI(8.13.6.1)}$$

Select $t_f = 8 \text{ cm}$

❖ Material :-

- ⇒ concrete B300 $F_c' = 24 \text{ MPa}$
- ⇒ Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ MPa}$

❖ Section :-

- ⇒ $B = 520 \text{ mm}$
- ⇒ $B_w = 120 \text{ mm}$
- ⇒ $h = 350 \text{ mm}$
- ⇒ $t = 80 \text{ mm}$
- ⇒ $d = 350 - 20 - 8 - 14/2 = 315 \text{ mm}$

✓ Statically System and Dimensions:

Fig 4.5: One Way Rib Slab (G.R1).

✓ Load Calculation:-

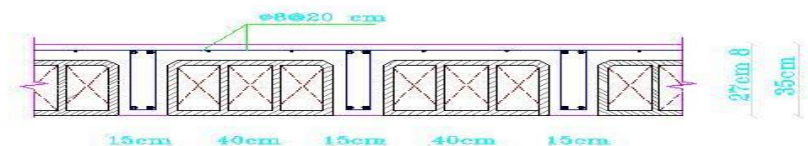


Fig 4.6: One Way Rib Slab Plan (G.R1).

Dead Load:-

Table (4-3): Dead Load Calculation of Rib (G.R1).

Type	$\gamma b h$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 23$	0.359
Mortar	$0.03 \times 0.52 \times 22$	0.343
Sand	$0.07 \times 0.52 \times 17$	0.619
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25$	1.04
Hollow block	$0.4 \times 0.27 \times 10$	1.08
Plaster	$0.03 \times 0.52 \times 22$	0.343
R.C rib	$0.12 \times 0.27 \times 25$	0.81
Partition	$1 \times 2.3 \times 0.52$	1.196
Sum		5.79

Dead Load /rib = 5.79KN/m

Live Load:-

Live load = 4 KN/M²

Live load /rib = 4 KN/m² × 0.52m = 2.08 KN/m.

❖ Effective Flange Width (b_E) :- ACI-318-11 (8.10.2)

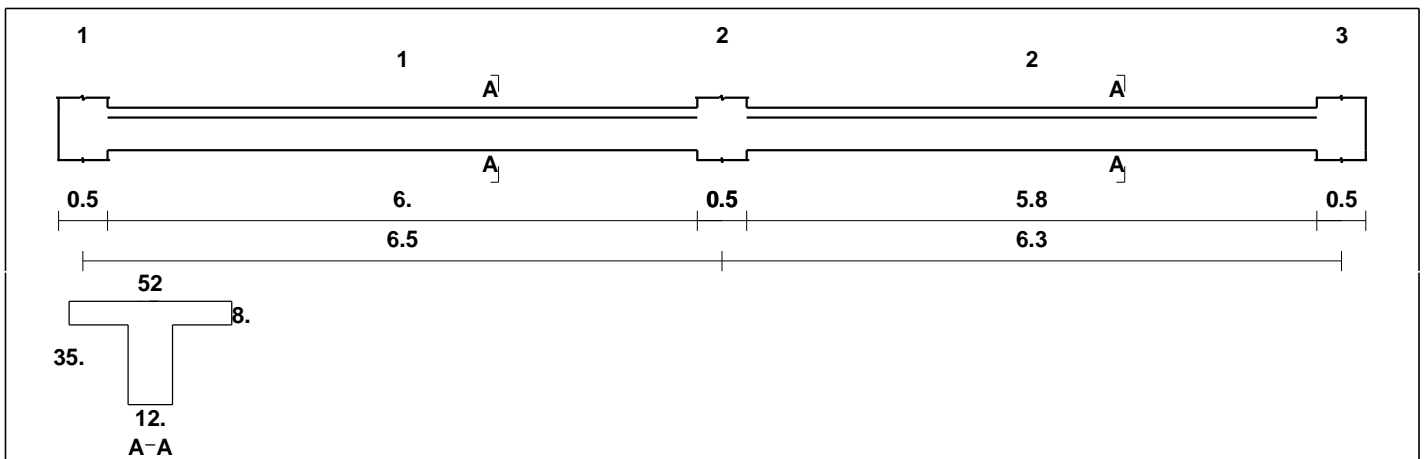
b_E For T- section is the smallest of the following: -

$$b_E = L / 4 = 6600 / 4 = 1625\text{mm}$$

$$b_E = 16 hf = 16 (80) = 1280\text{ mm}$$

$$b_E = b_e \leq \text{center to center spacing between adjacent beams} = 520\text{ mm. ... Control}$$

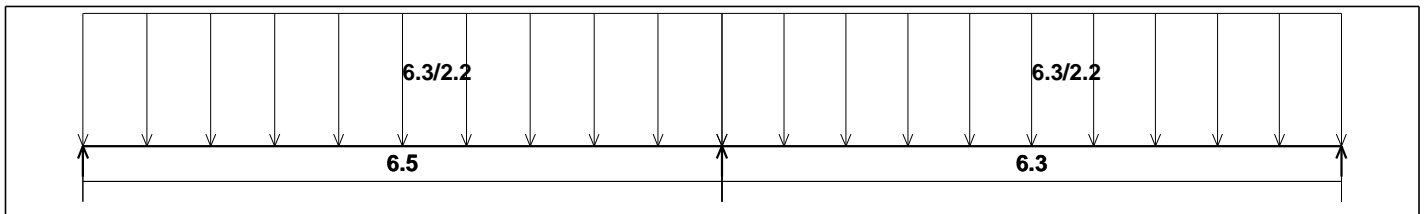
Geometry Units: meter, cm



Loading

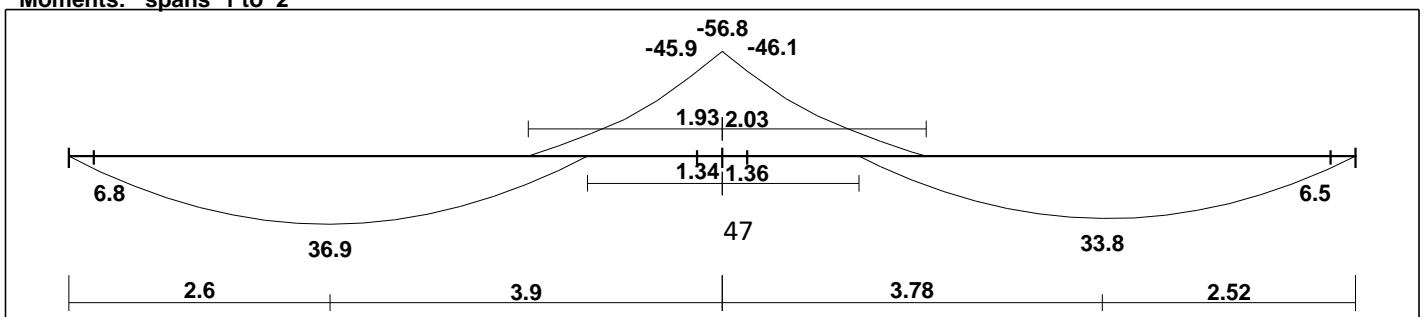
load group no. 1
Dead/Live load - Service

Load factors: 1.20, 1.20/1.60, 0.00

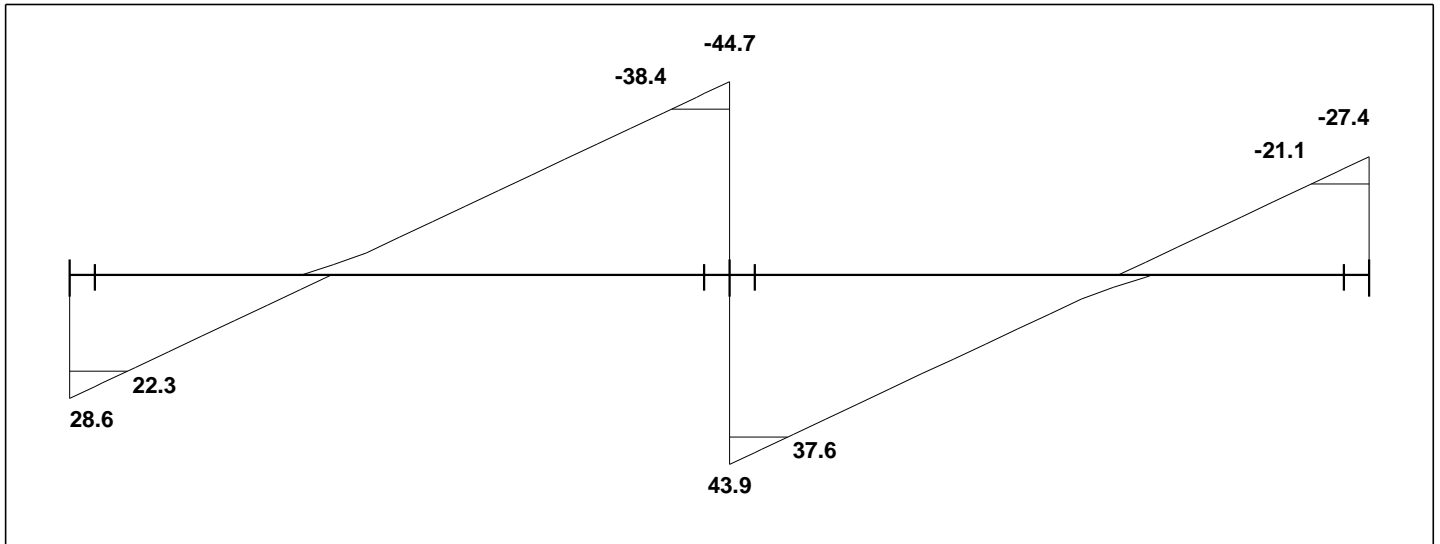


Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 2



Shear



Reactions

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

Factored			
DeadR	18.61	60.49	17.67
LiveR	9.99	28.17	9.72
Max R	28.6	88.66	27.39
Min R	17.29	74.27	16.17
Service			
	Reinforcement (cm ²)		
DeadR	15.51	50.41	14.72
LiveR	6.24	17.6	6.08
Max R	21.75	68.01	20.8
Min R	14.68	59.02	13.78

Fig 4.7: Shear and Moment Envelope Diagram of (G.R1).

✓ Moment Design for (G.R1):-**4.4.1 Design of Positive Moment for(G.R1) :-(Mu=36.9KN.m)**

Assume bar diameter ϕ 14 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$\begin{aligned} M_{nf} &= 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) \\ &= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(315 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 233.37 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{36.9}{0.9} = 41 \text{ KN.m}$, the section will be designed as rectangular section with

$b_e = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{36.9 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 315^2} = 0.79 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.79}{420}}\right) = 0.00191$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00191 \times 520 \times 315 = 312.86 \text{ mm}^2$$

Check for As min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(315) = 110.23 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{420}(120)(315) = 126 \text{ mm}^2 \text{ control}$$

$$A_{s, \text{req}} = 312.86 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 126 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Use 2 ø 14

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{312.86 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 12.4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.4}{0.85} = 14.57 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{315 - 14.57}{14.57} \right) = 0.062 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

4.4.2 Design of Negative Moment for (G.R1): - ($M_u = -46.1 \text{ KN.m}$)

Assume bar diameter ø 16 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 314 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{46.1 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 0.99 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.99}{420}} \right) = 0.00242$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00242 \times 520 \times 313 = 395.3 \text{ mm}^2$$

Check for As min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (08)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(314) = 109.9 \text{ mm}^2 \dots \text{ controls}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(314) = 125.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 395.3 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 109.9 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Use 2 ϕ 16 , $A_{s, \text{ provided}} = 404.48 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{ required}} = 395.3 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{404.48 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 16.01 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.1}{0.85} = 18.84 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{314 - 18.84}{18.84} \right) = 0.047 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

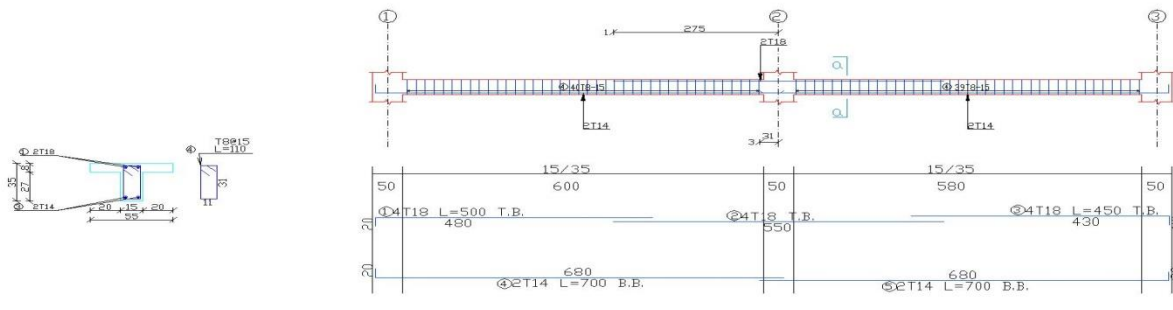


Fig 4.8 : توزيع حديد العصب (G.R(1))

✓ 4.4.3 Shear Design for (G.R1):-

V_u at distance d from support = 26.8 kN

Shear strength V_c , provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. (ACI, 8.13.8).

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 315 \times 10^{-3} = 33.9 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 33.9 = 25.46 \text{ KN}$$

Check for items:-

$$1- V_u \leq \phi V_c / 2$$

$$26.8 > 12.73 \quad (\text{not ok})$$

$$2- \phi V_c / 2 \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$15.9375 < 26.8 > 25.46 \quad (\text{not ok})$$

$$3- \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c + \phi V_{smin}$$

$$\phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 120 * 0.315 = 9.45 \text{ KN. (control)}$$

$$\geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right) * b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 0.315 * 120 = 8.6 \text{ KN}$$

$$\phi V_{smin} = 9.45 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 25.46 \leq V_u = 26.8 < (\phi V_c + \phi V_{smin}) = 35.90 \text{ k}$$

So item 3 satisfy.

$$S = d/2 = 315/2 = 157.5 \text{ mm (control)}$$

$$S = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Take } A_v = 2 \phi 8 = 2 * 50 = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_v / s = V_s / f_y * d$$

$$2 * 50 / s = 12.6 * 1000 / (315 * 420) \rightarrow s = 1050 \text{ mm}$$

$$\text{Take } S = 150 \text{ mm}$$

Use 2 $\phi 8$ @ 15 cm c/c.

4.5 Design of Beam (G.B(18)):

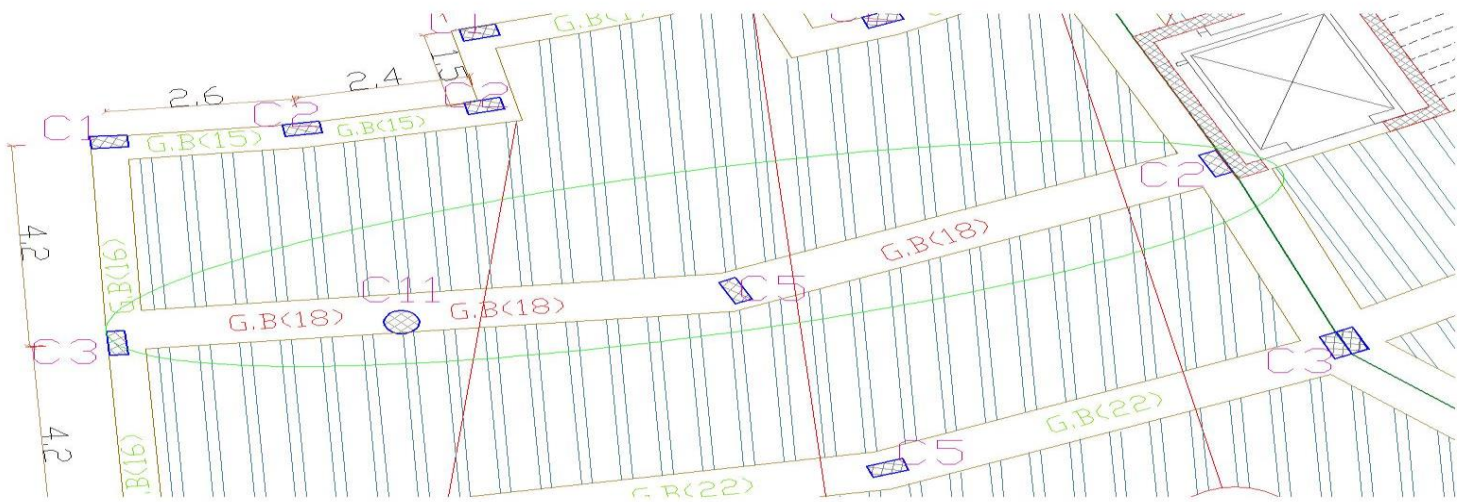


Fig 4.9:beam (G.B(18)):

$H=700/21=33.4 \text{ cm}$

H=50 cm drop about 15cm (hidden beam)

Load calculation:

From Reaction –from (G.R14):

Dead load = $29.59/0.52=56.9 \text{ KN/m}$

Live load = $11.67/0.52=22.44 \text{ KN/m}$

From reaction: from (G.R15):

Dead load = $33.49/0.52=64.4 \text{ KN/m}$

Live load = $13.03/0.52=25.05 \text{ KN/m}$

From reaction: from (G.R16):

Dead load = $26.21/0.52=50.4 \text{ KN/m}$

Live load = $10.58/0.52=20.35$ KN/m

Weight of beam = $0.8*25*0.5=10$ kn/m

L.L= $0.5*4=2.08$

Weight of wall (25thick,4high)

❖ **Material :-**

- ⇒ concrete B300 $F_c' = 24$ MPa
- ⇒ Reinforcement Steel $f_y = 420$ MPa

❖ **Section:-**

- ⇒ $B_w=800$ mm
- ⇒ $h= 500$ mm
- ⇒ $t_f = 350$ mm
- ⇒ $d=500-40-10-18/2=441$ m

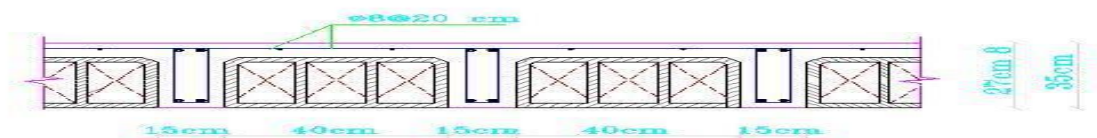
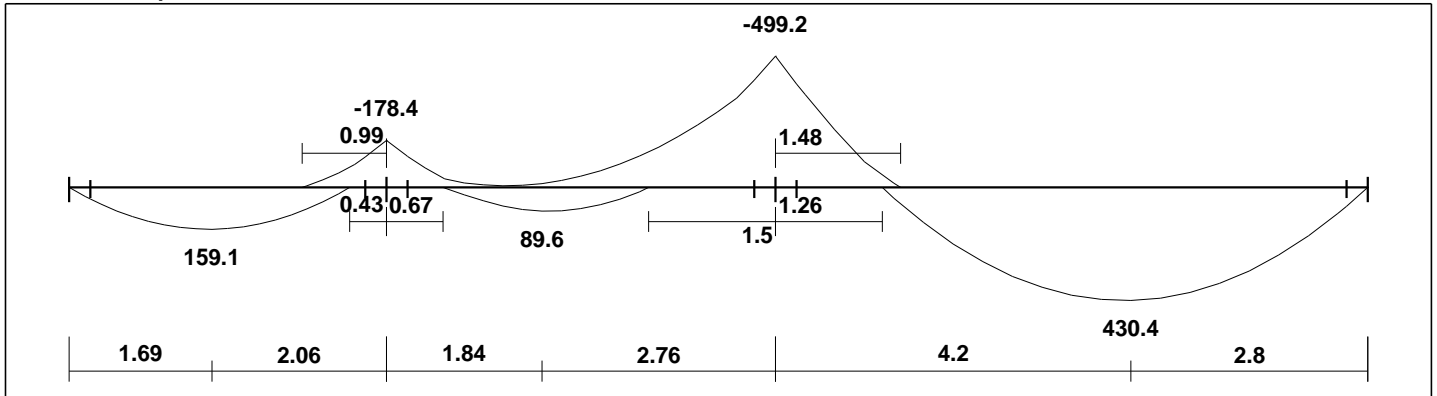


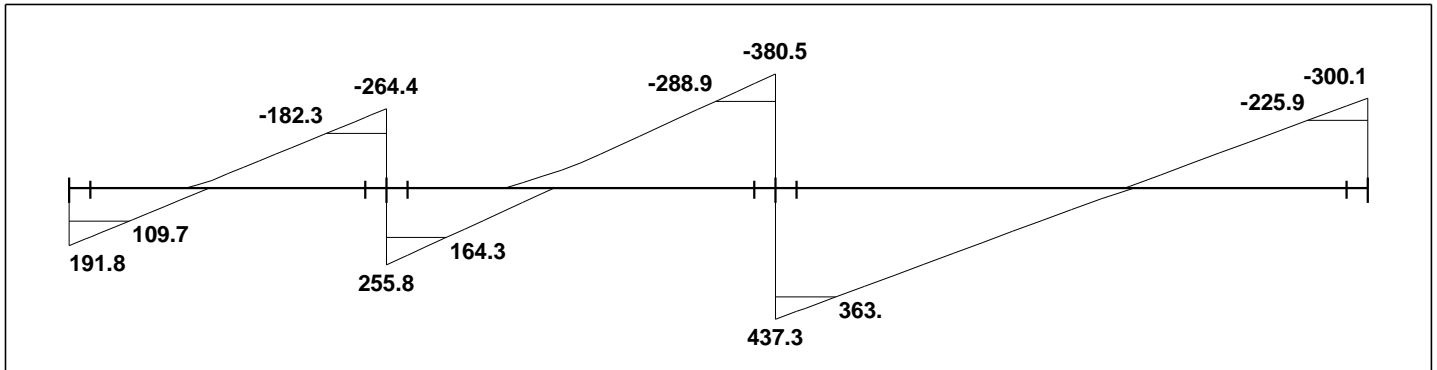
Fig (4.10) Statically System and Loads Distribution of Beam (G.B(18)

✓ Moment Design for (G.B(18)):-

Moments: spans 1 to 3



Shear



Reactions

Factored				
DeadR	123.27	327.86	557.12	203.48
LiveR	68.57	192.35	260.65	96.62
MaxR	191.84	520.21	817.77	300.1
MinR	110.04	366.19	641.69	198.86
Service				
DeadR	102.73	273.22	464.27	169.56
LiveR	42.86	120.22	162.91	60.39
MaxR	145.58	393.44	627.17	229.95
MinR	94.45	297.18	517.12	166.68

Fig 4.11: Shear and Moment Envelope Diagram of G.B(18).

✓ Span (L=3.75 m):

1- Flexural Design of Positive Moment for (G.B (18)) :-(Mu=159.1KN.m)

Determine of Mn_{max}

use ϕ 18

$$d = 500 - 40 - 10 - 18 \setminus 2 = 441 \text{ mm}$$

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 441 = 189 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 189 * 0.85 = 160.65 \text{ mm}$$

$$Mn_{max} = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 * 24 * 160.65 * 800 * \left(441 - \frac{160.65}{2} \right) * 10^{-6} = 945.62.22 \text{ KN.m}$$

$$\phi Mn_{max} = 0.82 * 945.62 = 775.4 \text{ KN.m} > 159.1 \text{ KN/m}$$

Design as singly reinforcement:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{159.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 441^2} = 1.136 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.136}{420}} \right) = 0.0028$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0028 \times 800 \times 441 = 892.42 \text{ mm}^2$$

Check for A_s min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(441) = 1028.78 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(441) = 1176 \text{ mm}^2 \text{ control}$$

$$A_{s,req} = 892.42 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 1176 \text{ mm}^2 \dots \text{ use } A_s \text{ } A_{s,min}$$

$$\text{Use } 5 \phi 18, A_{s,provided} = 1271.7 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 1176 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$$

$$S = \frac{800 - 2 \cdot 40 - 20 - (5 \cdot 18)}{16} = 152.5 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1271.7 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 32.73 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.73}{0.85} = 38.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{441 - 38.5}{38.5} \right) = 0.0314 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

2-Flexural Design of Negative Moment for (G. B((18) :-(Mu=178.4 KN.m)

✓ Moment Design for (B 18):-

$$H = 700 / 21 = 33.4 \text{ cm}$$

H=50 drop about 15cm (hidden beam)

Weight of wall (25thick,4high)

$$d = 500 - 40 - 10 - 18 \times 2 = 441 \text{ mm}$$

$$c = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 441 = 189 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 189 * 0.85 = 160.65 \text{ mm}$$

❖ Material :-

$$\Rightarrow \text{concrete B300} \quad f'_c = 24 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Reinforcement Steel} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow M_{n_{\max}} = 0.85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 * 24 * 160.65 * 800 * \left(441 - \frac{160.65}{2} \right) * 10^{-6} = 945.6222 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n_{\max}} = 0.82 * 945.62 = 775.4 \text{ KN.m} > 178.4 \text{ KN/m}$$

Design as singly reinforcement:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{178.4 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 441^2} = 1.28 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.28}{420}} \right) = 0.0031$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0031 \times 800 \times 441 = 1111.25 \text{ mm}^2$$

Check for A_s min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(441) = 1028.78 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(441) = 1176 \text{ mm}^2 \text{ control}$$

$$A_{s, \text{req}} = 1111.25 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{min}} = 1176 \text{ mm}^2 \dots \text{ use } A_s \text{ as } A_{s, \text{min}}$$

Use $\phi 18$

Use 5 $\phi 18$ Top, $A_{s, \text{provided}} = 1271.7 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 1176 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1271.7 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 32.73 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{32.73}{0.85} = 38.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{441 - 38.5}{38.5} \right) = 0.0314 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 20 - (5 \times 18)}{4} = 152.5 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Span (L=4.6 m):

1-Flexural Design of positive Moment for (G. B((18)):-($M_u=89.6$ KN.m)

✓ Moment Design for (G.B (18)): -

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $f_c' = 24$ MPa

⇒ Reinforcement Steel $f_y = 420$ Mpa

⇒ use ϕ 12

⇒ $d = 500 - 40 - 10 - 12 \setminus 2 = 444$ mm

⇒ $c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 444 = 190.28$ mm

⇒ $a = \beta \cdot c = 190.28 * 0.85 = 161.74$ mm

$$M_{n_{\max}} = 0.85f_c'ab \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 * 24 * 161.74 * 800 * (444 - 161.74/2) * 10^{-6} = 958.5 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n_{\max}} = 0.82 * 958.5 = 785.98 \text{ KN.m} > 89.6 \text{ KN.m}$$

Design as singly:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{89.6 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 444^2} = 0.631 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.631}{420}} \right) = 0.0153$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0153 \times 800 \times 441 = 538.5 \text{ mm}^2.$$

Check for A_s min: -

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(444) = 1035.78 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(800)(444) = 1184 \text{ mm}^2 \text{ control}$$

$$A_{s\text{req}} = 538.5 \text{ mm}^2 < A_{s\text{min}} = 1176 \text{ mm}^2 \dots \text{ use } A_s A_{s\text{min}}$$

Use 10 ϕ 12, $A_{s,\text{provided}} = 1130 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} = 1176 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$

Check spacing: -

$$S = \frac{800 - 40 \cdot 2 - 20 - (10 \times 12)}{9} = 64.44 \text{ mm} < 25$$

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1130 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 29.1 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.1}{0.85} = 34.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{444 - 34.2}{34.2} \right) = 0.036 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

2- Flexural Design of negative Moment for (G.B (18) :-($M_u = 499.2 \text{ KN.m}$)

$$H = 700 / 21 = 33.4 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ drop about } 15 \text{ cm (hidden beam)}$$

$$\text{Weight of beam} = 0.8 \times 25 \times 0.5 = 10 \text{ kn/m}$$

$$\text{Weight of wall (25thick, 4high)}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - 18 \setminus 2 = 441 \text{ mm}$$

$$c = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 441 = 189 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 189 * 0.85 = 160.65 \text{ mm}$$

❖ Material :-

$$\Rightarrow \text{concrete B300} \quad f'_c = 24 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Reinforcement Steel} \quad f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$M_{n_{\max}} = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \times 24 \times 160.65 \times 800 \times \left(441 - 160.65/2 \right) \times 10^{-6} = 945.6222 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n_{\max}} = 0.82 \times 945.62 = 775.4 \text{ KN.m} > 499.2$$

Design as singly reinforcement:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{499.2 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 441^2} = 3.565 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.565}{420}} \right) = 0.00939$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00939 \times 800 \times 441 = 3315.6 \text{ mm}^2$$

Check for A_s min:-

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (bw)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(441) = 1028.78 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(441) = 1176 \text{ mm}^2 \text{ control}$$

$$A_{s, \text{req}} = 3315.6 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 1176 \text{ mm}^2 \dots \text{ use } A_s \text{ req}$$

Use $\phi 25$

Use 7 $\phi 25$ Top, $A_{s, \text{provided}} = 3434.4 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 3315.6 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{3434.4 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 88.38 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{88.38}{0.85} = 104 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{441 - 104}{104} \right) = 0.0097 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 20 - (7 \times 25)}{4} = 131.25 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

* **Span (L=7m):**

- $H=700/21=33.4$ cm
- $H=50$ drop about 15cm (hidden beam)
- Weight of beam $=0.8*25*0.5=10$ kn/m
- Weight of wall (25thick,4high)
- $d=500 - 40 - 10 - 25\sqrt{2} = 437.5$ mm
- $c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 441 = 187.5$ mm
- $a = \beta.c = 187.5 * 0.85 = 159.4$ mm

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $F_c' = 24$ MPa

⇒ Reinforcement Steel $f_y = 420$ Mpa

❖ **Section :-**

⇒ $B_w=800$ mm

⇒ $h= 500$ mm

⇒ $t_f = 350$ mm

✓ **Moment Design for (G.B(18)):-****1- Flexural Design of Positive Moment for (G.B (18)) :-($M_u=68.1$ KN.m)**

Determine of $M_{n,max}$

- $d=500 - 40 - 10 - 25\sqrt{2} = 437.5$ mm
- $c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 441 = 187.5$ mm
- $a = \beta.c = 187.5 * 0.85 = 159.4$ mm

$$M_{n,max} = 0.85f_c'ab(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*159.4*800*(437.5-159.4/2) * 10^{-6} = 930.78 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{n,max} = 0.82 * 930.78 = 762.24 \text{ KN.m} > 68.1$$

Design as singly reinforcement:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{430.4 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 437.5^2} = 3.123 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.123}{420}} \right) = 0.008114$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.008114 \times 800 \times 437.5 = 2839.915 \text{ mm}^2$$

Check for A_s min: -

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(437.5) = 1020.62 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(437.5) = 1166.67 \text{ mm}^2 \text{ control}$$

$$A_{s, \text{req}} = 2839.915 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 1166.67 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

Use 6 ϕ 25, $A_{s, \text{provided}} = 2943.75 \text{ mm}^2$

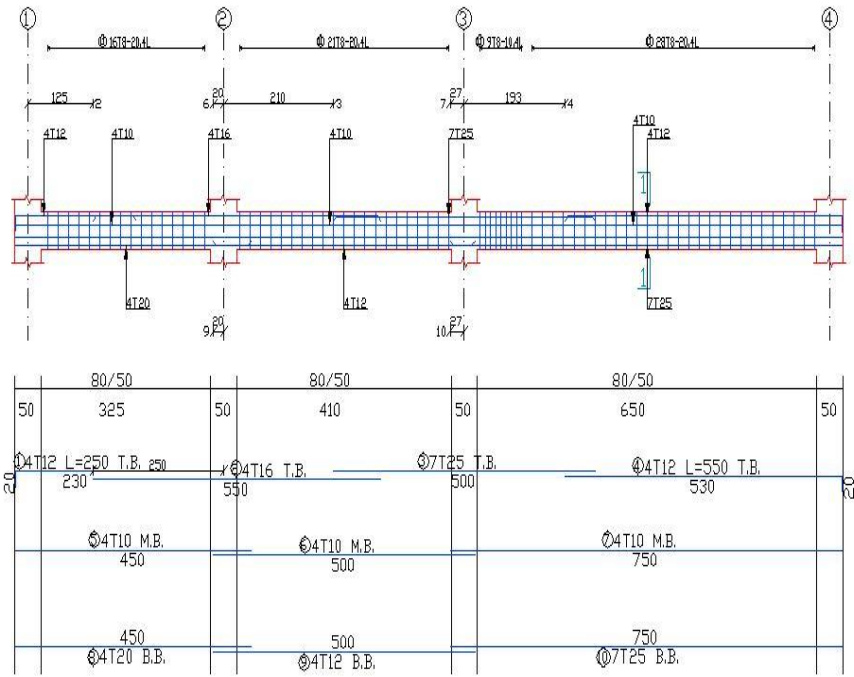
$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 20 - (6 \times 25)}{5} = 110 \text{ mm} > d_b = 18 > 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Check for strain: -

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2943.75 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 75.76 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75.76}{0.85} = 89.13 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{437.5 - 89.13}{89.13} \right) = 0.0117 > 0.005 \quad \text{OK}$$



Beam(18)

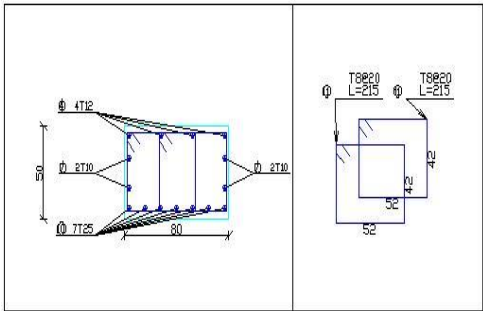


Fig 4.12 : توزيع حديد الجسر (G.B(18))

Shear Design for (G.B(18)):-

$$1) V_u = 756.2 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 800 * 441 * 10^{-3} = 216 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u / \Phi - V_c = 756.2 / 0.75 - 216 = 720.3 \text{ KN}$$

$$V_{smax} = 2/3 f_c'^{0.5} * b_w * d$$

$$= 0.667 * 4.9 * 800 * 441 = 1152.24$$

Check for items:-

$$1) V_u \leq \Phi V_c / 2 \Rightarrow 756.2 > 108 \text{ not ok}$$

$$2) \Phi V_c / 2 \leq V_u \leq \Phi V_c \Rightarrow 108 < 756.2 > 216 \text{ not ok}$$

$$\Phi V_{smin} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) * b_w * d$$

$$= 0.75 * \left(\frac{1}{3} \right) * 800 * 441 * 10^{-3} = 88.2 \text{ KN.}$$

$$\geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16} \right) * b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 800 * 441 * 10^{-3} = 81 \text{ KN. (control)}$$

$$\Phi V_{smin} = 81 \text{ KN}$$

$$3) \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{smin}$$

$$216 < 756.2 > 297 \Rightarrow \text{not ok}$$

$$4) \Phi V_c + \Phi V_{smin} \leq V_u < \Phi V_c + \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} * b_w * d$$

$$297 \leq 756.2 \leq 848.1 \text{ ok} \quad S_{max} = d/2 = 441/2 = 220.5 \text{ mm} < 600 \text{ ok}$$

So item, (4) satisfy

$$\text{Take } A_v = 4\Phi 10 = 4 * 78.5 = 314 \text{ mm}^2$$

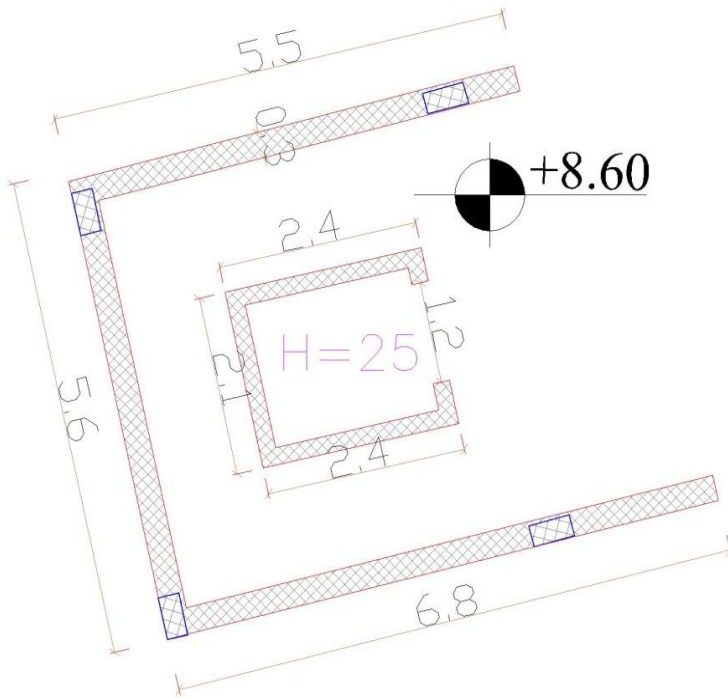
$$A_v / s = V_s / f_y * d$$

$$314 / s = 296.67 * 1000 / 441 * 420 \rightarrow s = 161.62 \text{ mm} \quad S = 196 < d/2 = 220.5 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm.}$$

Select S= 20cm

Use $\Phi 10$ (4legs) @ 20 c/c

4-6 DESIGN OF ONE WAY SOLID SLAB:



❖ Fig 4.13 : Plan of solid slab

❖ **Material:**

- ⇒ concrete B350 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
- ⇒ Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

✓ **Slab Thickness Calculation:**

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

Min H (deflection requirement):

$$H = L/24 = 550/24 = 22.9$$

For One way solid slab, will use thickness of slab 25 cm.

Dead Load For Solid slab:

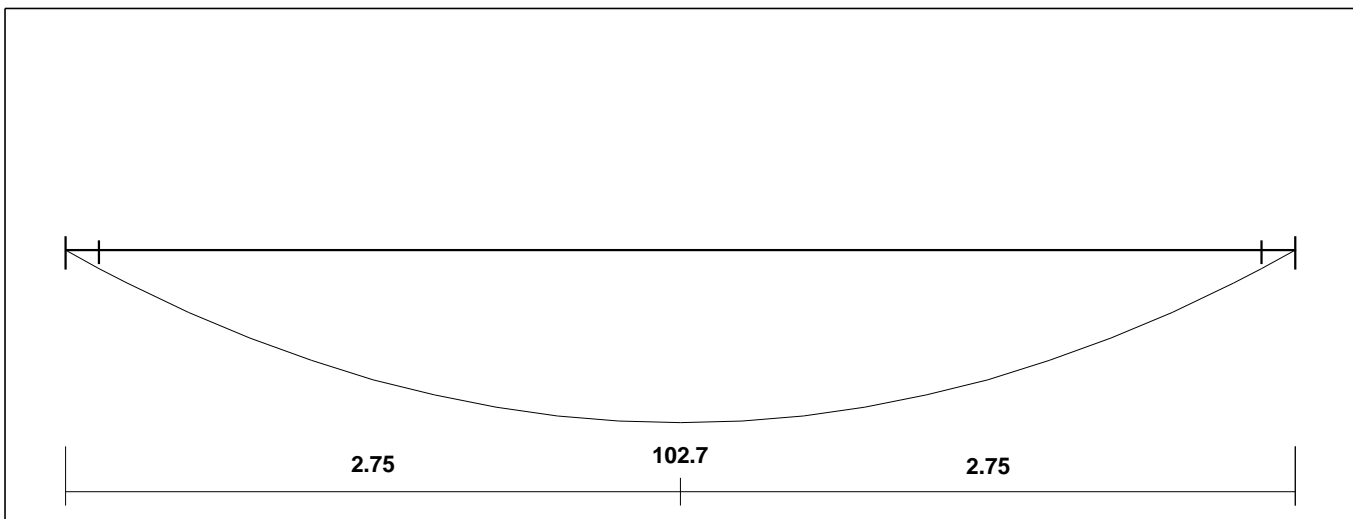
No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	$0.03 \times 23 \times 1 = 0.69 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$0.02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
3	Coarse Sand	$0.07 \times 17 \times 1 = 1.19 \text{ KN/m}$
4	plaster	$0.02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
5	RC. Solid slab	$0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$
6	Partitions	$2.3 \times 1 = 2.3 \text{ KN/m}$
		Sum =
		11.31KN/m

Table (4.4): Dead Load Calculation of solid slab.

Live Load For Solid slab = $4 \times 1 = 5 \text{ Kn/m}$

✓ System of Landing:

Moments: spans 1 to 1



Shear

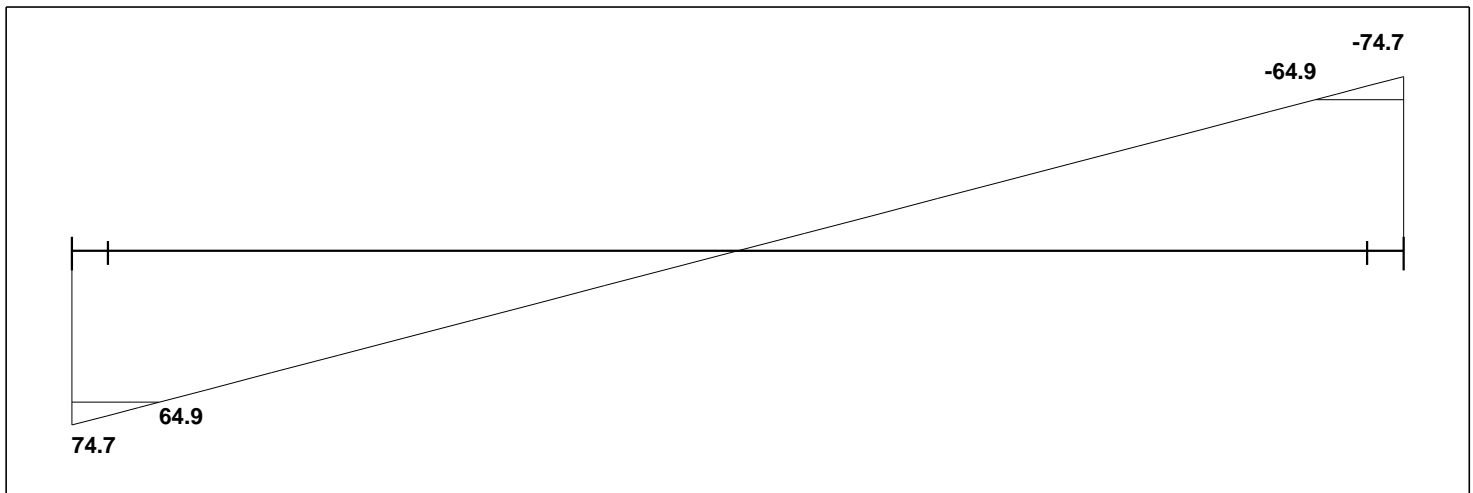


Fig 4.14 : Shear and moment envelop diagram of solid slab

✓ Design of Shear:

(Vu=74.7 Kn)

Assume bar diameter ϕ 12 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{12}{2} = 324 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 324 = 264.5 \text{ KN}$$

$\Phi^* V_c = 0.75 * 264.5 = 198.4 \text{ KN} > V_u = 74.7 \text{ KN} \dots \dots$ Thickness Is Enough (No need for shear)

1- Design of Bending Moment (Mu=102.7 KN/m) :-

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{12}{2} = 324 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{102.7 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 324^2} = 1.09 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.09}{420}} \right) = 0.00266$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00266 \times 1000 \times 324 = 862.2 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s, \min}$:-

$$A_{s\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 1000 * 324 = 944.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 324 = 1080 \text{ mm}^2 \text{Controls}$$

Use $\phi 14 @ 125 \text{ mm}$, $A_{s,\text{provided}} = 1230 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 1080 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

Number of bars required in 1m strip = $1230/154 = 8$ bars

Then use 8 $\phi 14 @ 12.5 \text{ mm}$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1230 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 25.32 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.32}{0.85} = 29.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - x}{x} \right) = 0.003 \left(\frac{324 - 29.8}{29.8} \right) = 0.0296 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

✓ **lateral or Secondary Reinforcement of Solid slab :**

$$A_{s,\text{req}} = A_{s,\text{min}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Use $\phi 10 @ 175 \text{ mm}$ $A_{s,\text{provided}} = 451 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 450 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

✓ **Top Reinforcement :**

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

Use mesh $\phi 10 @ 175 \text{ mm}$.

4-7 | Design of Two Way Ribbed Slab:

4-7-1 Position of Slab:

This two way ribbed slab locating in ground floor as demonstrated in figure (4-19).

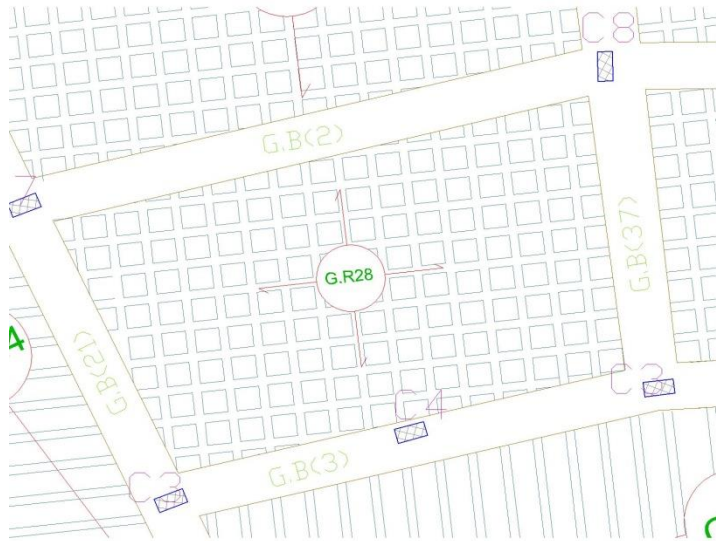


Figure (4-15) the position of two way ribbed slab in ground floor.

4-7-2 Calculations of minimum thickness of two way ribbed slab:

Minimum thickness of two way h_{min} is based on the stiffness ratio between the beam and the slab that will be carried from the beam.

Assuming that $h_{min} = 35cm$

- **Stiffness of slab:**

Moment of inertia of rib:

$$y' = \frac{8 \times 52 \times 4 + 12 \times 27 \times 20}{8 \times 52 + 12 \times 27} = 11. cm.$$

$$I_{rib} = \frac{52 \times 11^3}{3} - \frac{40 \times 3^3}{3} + \frac{12 \times 24^3}{3} = 7.8006 \times 10^{-4} m^4$$

Figure (4-21): rib geometry

- **stiffness of Beams:**

for beams (B,G,2) Rectangular section 80x50 :

$$I_{B,G,87} = \frac{80 \times 50^3}{12} = 83.3 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

for beams (B,G,37) Rectangular section 80x35 :

$$I_{B,G,93} = \frac{80 \times 35^3}{12} = 28.6 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- For B,G,2:

$$I_S = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{7.8006 \times 10^{-4} \times (\frac{9}{2} + \frac{0}{2} + 0.8)}{0.52} = 79.5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- For B,G,37 :

$$I_S = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{7.8006 \times 10^{-4} \times (\frac{0}{2} + \frac{4.7}{2} + 0.8)}{0.52} = 47.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- For B,G,3 :

$$I_S = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{7.8006 \times 10^{-4} \times (\frac{9}{2} + \frac{8.5}{2} + 0.8)}{0.52} = 143.3 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- For B,G,21:

$$I_S = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{7.8006 \times 10^{-4} \times (\frac{4.7}{2} + \frac{6}{2} + 0.8)}{0.52} = 92.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **stiffness Ratio** $\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$:

$$\alpha_2 = \frac{I_{b87}}{I_s} = \frac{28.6 \times 10^{-4}}{79.5 \times 10^{-4}} = 0.359 \quad , \quad \alpha_1 = \frac{I_{b122}}{I_s} = \frac{83.3}{92.25} = 0.902$$

$$\alpha_3 = \frac{I_{b93}}{I_s} = \frac{28.6}{47.25} = 0.605 \quad , \quad \alpha_4 = \frac{I_{b92}}{I_s} = \frac{28.6}{143.3} = 0.199$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\sum \alpha f}{4} = \frac{0.505 + 0.425 + 0.568 + 0.722}{4} = 0.51625 < 2.0 \quad , \quad \beta = \frac{L_{n,long}}{L_{n,short}} = \frac{9}{4.7} = 1.91$$

$$h_{min} = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} = \frac{9(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 \times 1.91(0.51625 - 0.2)} = 25.37 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \dots OK$$

$h = 35 \text{ cm} > h_{min} = 25.37 \text{ cm}$ (8 cm Topping + 27 cm Block).

4-7-3 Load Calculations of two way ribbed slab:

As we calculated previously the load that acts on two way ribbed slab was equals:

$$D_L = \frac{2.82}{0.52 \times 0.52} = 10.54 \left(\frac{kN}{m^2} \right) , \quad L_L = 4 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

$$W_{u,d} = 1.2(10.54) = 12.648 \left(\frac{kN}{m} \right) , \text{ Total uniform dead load.}$$

$$W_{u,l} = 1.6(4) = 6.4 \left(\frac{kN}{m} \right) , \text{ Total uniform live load.}$$

$$\text{Factored Load : } W_u = 1.2 (10.54) + 1.6 (4) = 19.048 \left(\frac{kN}{m^2} \right).$$

4-7-4 Moments calculations by coefficient method:

- $\text{span ratio} = \frac{l_a}{l_b} = \frac{4.7}{9} \cong 0.52$, l_a : short clear span , l_b : long clear span

- Coefficients (case 4):

Coefficients for negative moments in slab:

$$C_{a,neg} = 0.0932 , \quad C_{b,neg} = 0.0068$$

Coefficients for dead load positive moments in slab:

$$C_{a,dl} = 0.0578 , \quad C_{b,dl} = 0.0044$$

Coefficients for live load positive moments in slab:

$$C_{a,ll} = 0.075 , \quad C_{b,ll} = 0.0058$$

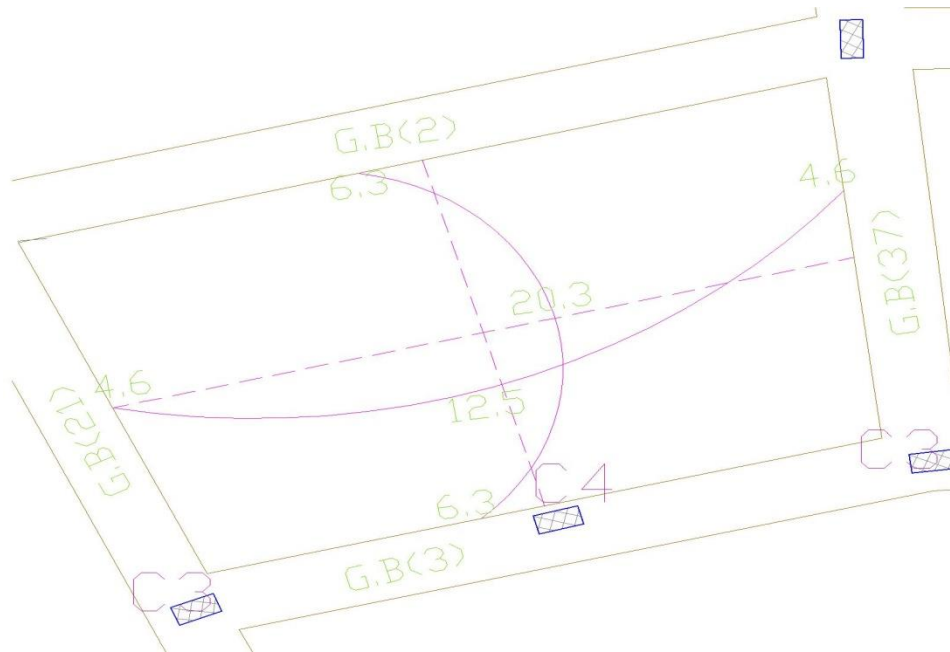
- Moments:

$$M_{a,neg} = C_{a,neg} \cdot W_u \cdot l_a^2 \cdot bf = 0.0932 \times 19.048 \times 9^2 \times 0.52 = 74.77 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,positive} = M_{a,dl} + M_{a,ll} = [(0.0578 \times 12.648 \times 9^2 \times 0.52) + (0.075 \times 6.4 \times 9^2 \times 0.52)] \\ = 51.01 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,neg} = 0.0068 \times 19.048 \times 4.7^2 = 2.89 \text{ kN.m}$$

$$M_{b,positive} = M_{b,dl} + M_{b,ll} = [(0.0044 \times 12.648 \times 4.7^2 \times 0.52) + (0.0058 \times 6.4 \times 4.7^2 \times 0.52)] \\ = 1.065 \text{ kN.m}$$



4-7-5 Slab reinforcements:

Assume 2Ø18 Bottom Bars for (positive moments)

$$d = 350 - 20 - 8 - \frac{18}{2} = 313 \text{ mm}$$

$$A_s(2\phi 18) = 2 \times 254.34 = 508.68 \text{ mm}^2 > A_{smin} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 313 = 125.2 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{508.68 \times 420}{0.85 \times 24 \times 120} = 87.27 \text{ mm} , c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{87.27}{0.85} = 102.67 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 508.68 \times 420 \times \left(313 - \frac{87.27}{2} \right) \times 10^{-6} = 57.55 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 57.55 = 51.79 \text{ kN.m} \quad (2\phi 18 \text{ covers positive moments})$$

check strain :

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{313-102.67}{102.67} \right) = 0.00614 > 0.005 , \phi = 0.9 \dots OK$$

∴ Use Ø18 for Bottom Bars

Assume $\emptyset 16$ Top Bars for (**Negative moments**)

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 284 \text{ mm}$$

Structural analysis and design

$$A_{s(2\emptyset 16)} = 2 \times 201.1 = 402.2 \text{ mm}^2 > A_{smin} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 284 = 113.6 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{402.2 \times 420}{0.85 \times 24 \times 120} = 69 \text{ mm} \quad , c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{69}{0.85} = 81.17 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 402.2 \times 420 \times \left(284 - \frac{69}{2} \right) \times 10^{-6} = 42.14 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 42.14 = 37.93 \text{ kN.m}$$

check strain :

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{284-81.17}{81.17} \right) = 0.0074 > 0.005 \quad , \phi = 0.9 \dots \text{OK}$$

\therefore Use $\emptyset 16$ for Top Bars (short span). , Use $\emptyset 12$ for Top Bars long span).

4-7-6 Design of shear:

Maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab with boundary conditions as in case 8 , $W_a = 0.932$

- The total load on the panel $(4.7 \times 9 \times 19.048) = 840.08 \text{ kN}$.
- The total load per rib at face of the long beam is $\frac{(0.932 \times 840.08 \times 0.52)}{2 \times 9} = 22.61 \text{ kN}$

The shear critical section is at distance d from the beam face:

$$V_{ud} = V_{uface} - W_u \cdot b_{eff} \cdot d = (22.61 - 19.048 \times 0.52 \times 0.284) = 19.8 \text{ kN}$$

The shear strength of one rib in the slab is:

$$\phi V_c = 0.75 \times 1.1 \cdot \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \cdot b_w d = 0.75 \times 1.1 \left(\frac{1}{6} \right) \sqrt{24} \cdot 120 \cdot 284 \times 10^{-3} = 22.95 \text{ kN}$$

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{22.61}{2} = 11.3 \text{ kN} < V_{ud} = 21.16 \text{ kN} < \phi V_c = 22.61 \text{ kN}$$

No need for shear reinforcement (but not for exceptions according to ACI).

Provide minimum shear reinforcement

$$\text{Use } \emptyset 8 \text{ stirrups } A_{v,2\emptyset 8} = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{b_w}{3 f_y} = \frac{120}{3 \times 420} = 0.1 \rightarrow \frac{100}{s} = 0.1 \rightarrow s = 1000 \text{ mm}$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ and } \leq 600 \text{ mm} \quad S_{max} = \frac{284}{2} = 142 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

∴ Use $\phi 8@20 \text{ cm}$ c/c with 2legs

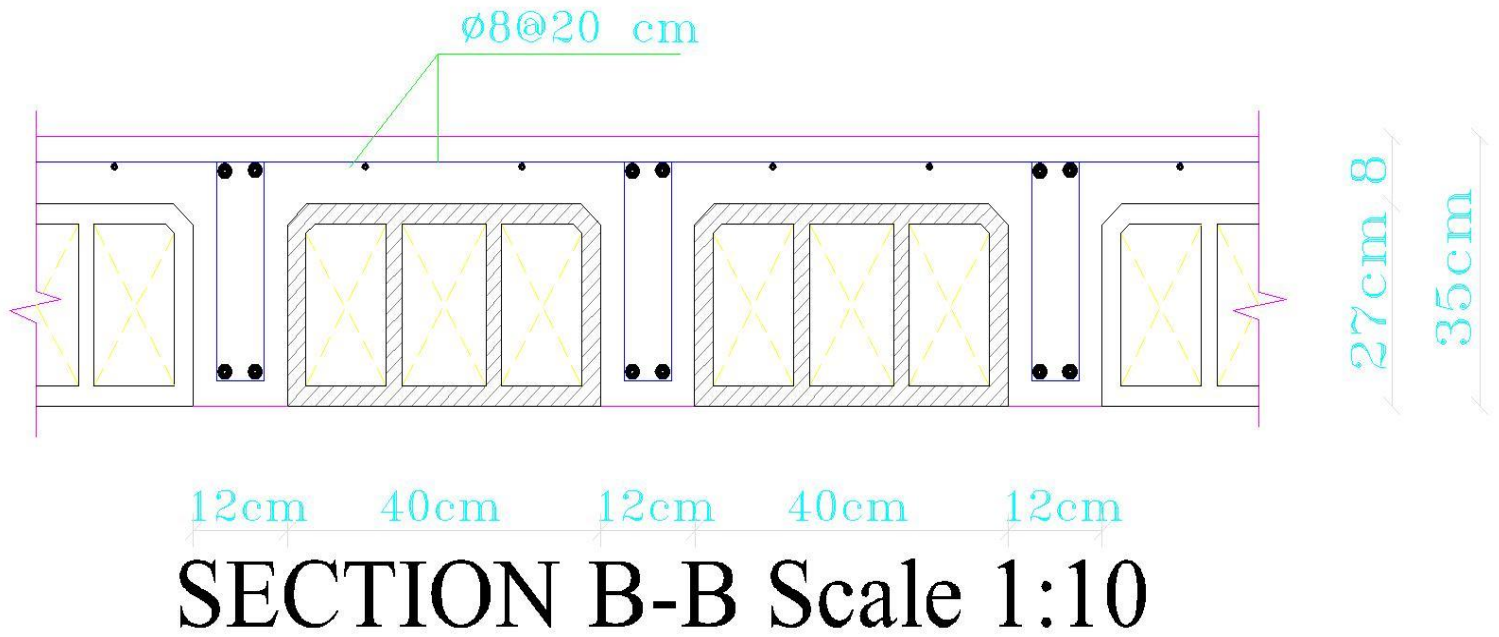


Figure (4-16): cross section in two way ribbed slab (long span).

4-8 | Design of Column (11), Ground Floor.

4-8-1 Design Data:

The following table and figures gives the design parameters of column (11) **Ground Floor:**

<i>Dead load (service)</i>	1000 kN
<i>Live load (service)</i>	350 kN
<i>Length</i>	4 m
<i>k</i>	1 (Braced)
<i>D</i>	55 cm
<i>f_y</i>	420 Mpa
<i>f'_c</i>	24 Mpa
Concrete cover	40 mm
<i>Bar size</i>	Ø16 mm
<i>Type of load</i>	Concentrically Loaded

Table (4-5): Design Data of column (11).

4-8-2 Factored Loads:

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$P_u = 1.2 (1000) + 1.6(350) = 1760 \text{ kN}$$

4-8-3 Selecting Column Dimension:

$$\text{Assum } A_{st} = 0.015 A_g$$

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

$$1760 * 10^3 = 0.75 * 0.85 [0.85 * 24 * (A_g - 0.015 A_g) + (0.015 A_g * 420)]$$

$$A_g = 104598.94 \text{ mm}^2$$

$$A_g = \pi/4 \cdot D^2$$

$$104598.94 = \pi/4 \cdot D^2$$

Structural analysis and design

chapter four

D = 364.9 mm, take D = 400 mm

$$A_g = \pi/4 \cdot 400^2 = 125663 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n, \max = \phi 0.85 [0.85 \cdot 24 (125663 - A_{st}) + A_{st} \cdot 420]$$

$$A_{st} = 1884.95 \text{ mm}^2$$

Use (10 ϕ 16 with $A_s = 2010.6 \text{ mm}^2 > A_{st} = 1884.95 \text{ mm}^2$)

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

$$1884.95/125663 = 0.015$$

Design Spiral rein. :

Use Spiral ϕ 10 with $A_s = 78.54 \text{ mm}^2$

D_{ch} = D - 2 \cdot \text{Cover}

$$D_{ch} = 400 - (2 \cdot 40) = 320 \text{ mm}$$

$$A_g = \pi/4 \cdot D^2 = 125663 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = \pi/4 \cdot D_{ch}^2 = 80384 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f_c}{f_{yt}} = 0.0145$$

$$\rho_s = \frac{4as(D_{ch} - ds)}{S \cdot D_{ch}^2}$$

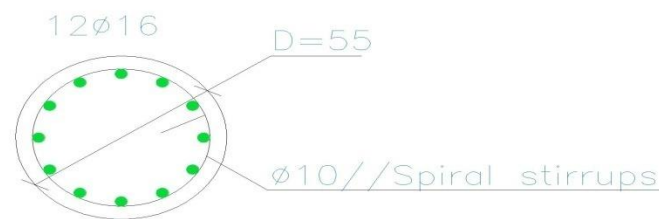
$$\rho_s = \frac{4 * 78.54(320 - 10)}{S \cdot 320 * 320} = 0.0145$$

$$S = 64.45 \text{ mm}$$

Check for code req. :

1- clear spacing longitudinal bar diameter of the centroidial circle of bar:

$$1-400-40*2-10*2-16 = 284 \text{ mm}$$



$$\text{clear spacing} = \frac{\pi * 284 - (12 * 16)}{11} = 65 \text{ mm}$$

65 mm > 40 mm

$$> 1.5 \text{ db} = 1.5 * 16 = 24 \text{ mm}$$

2- $0.01 < \rho_g = 0.0164 < 0.08$

3- NO of bar 11 > 6- for circular member enclose by spiral -ok

4- min. spiral Ø10 - ok

5- clear spacing for one loop :

$$\text{Clear spacing} = S-ds = 75 - 10 = 65 \text{ mm}$$

$$25 \text{ mm} < 65 \text{ mm} < 75 \text{ mm} \text{ -ok}$$

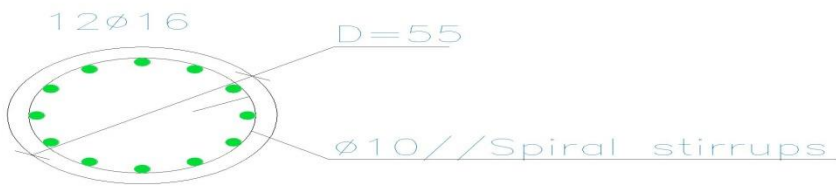


Figure (4-17): Details of column.

4-9 | Design of Staircase:

live load of $L_l = 4 \left(\frac{kN}{m^2} \right)$, assuming rise of **155 mm**, and run of **300 mm**, $f_c' = 24 \text{ Mpa}$, $f_y = 420 \text{ Mpa}$ 4-8-1 plan and materials of stair:

The following figure demonstrate the plan of stair that we consider to design it figure (4-29) which is carries a uniform

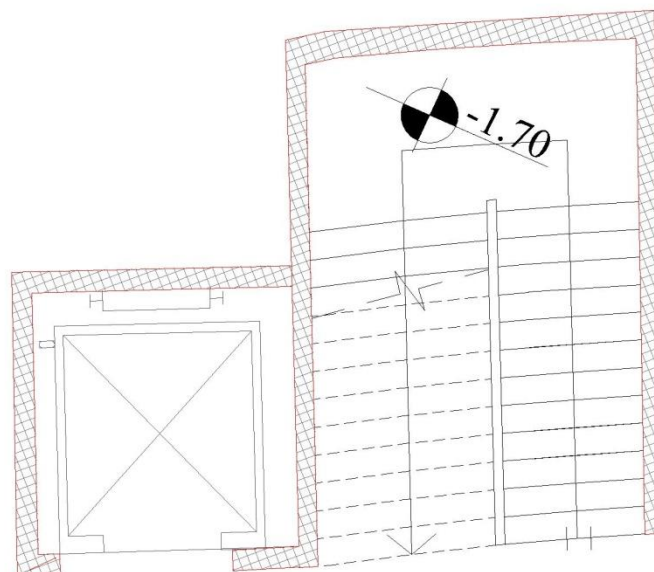


Figure (4-18): Stair Plan and structural system.

4-9-2 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 $h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{2.4+3.48}{20} = 29.4 \text{ cm}$, but in this case presented here where the slab ends are cast with the supporting beams and additional negative reinforcement is provided , minimum thickness can be assumed to be $h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{2.4+3.48}{28} = 21 \text{ cm}$.

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

Structural analysis and design

chapter four

4-9-3 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 (4-30).

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\text{rise}}{\text{run}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{155}{300} \right) = 27.32^\circ$$

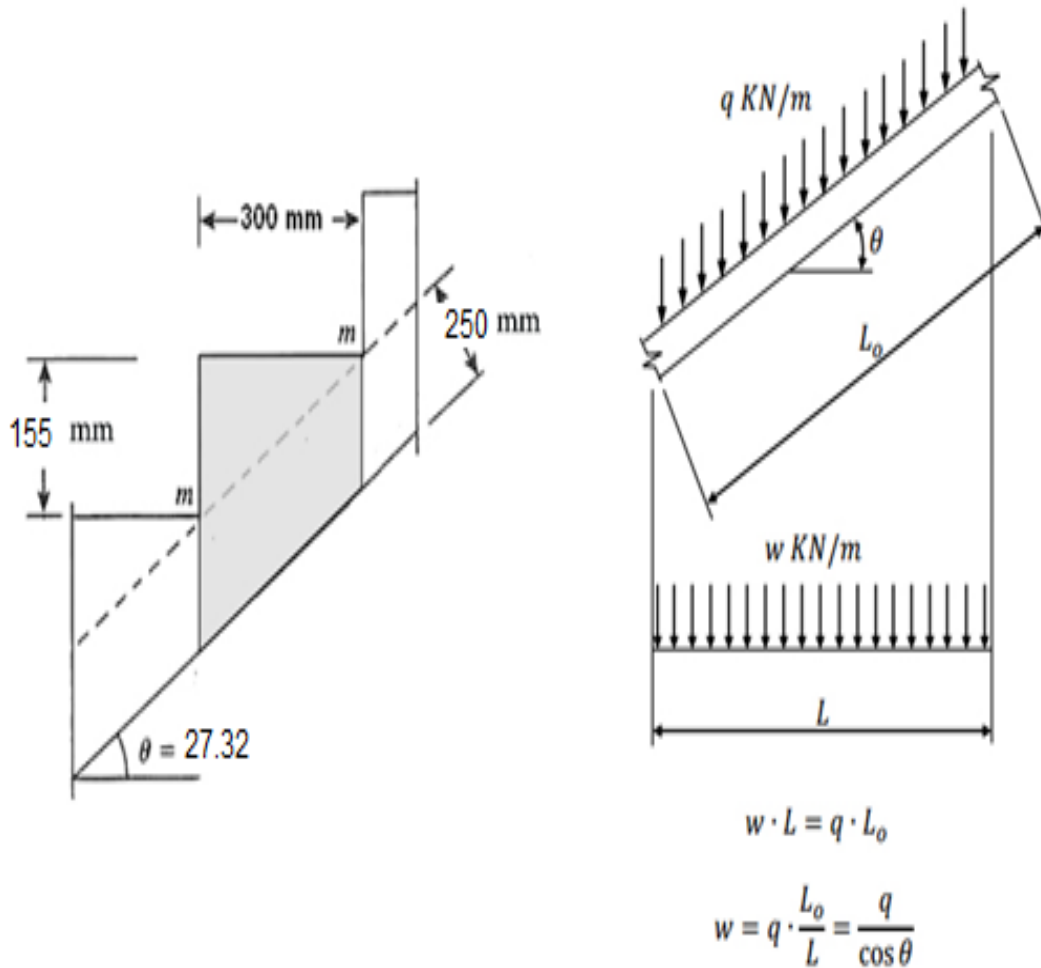


Figure (4-19): Transformation of dead load into horizontal projection.

• **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	$27 \times \left(\frac{0.155 + 0.35}{0.3} \right) \times 0.03 \times 1 = 1.36$

Mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.155 + 0.3}{0.3} \right) \times 0.03 \times 1 = 1.001$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.155 \times 0.3}{2} \right) \times 1 = 1.93$
Reinforced concrete (solid slab)	25	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{\cos 27.32} = 7.04$
plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 27.32} = 0.75$
\sum Tota Dead loads kN/m		12.1

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 Tota Dead loads kN/m		8.26

- **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: $w = 1.2 (12.1) + 1.6(4) = 20.92 \left(\frac{kN}{m} \right)$.

For Landing: $w = 1.2 (8.26) + 1.6(4) = 16.3 \left(\frac{kN}{m} \right)$.

16.3/2=8.15

4-9-4 Design of flight 1:

The support reaction of flighting is:

$$\frac{[(8.15 \cdot 3.9) + (20.92 \cdot 3.48)]}{2} = 52.3 \left(\frac{kN}{m} \right) \text{ as shown in figure (4-31).}$$

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

$$V_u = 52.3 - 8.15 \times (0.155 + 0.223) = 49.2 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_{u,max} = 49.2 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 68.27 \text{ kN}$$

\therefore The thickness of the slab is adequate enough

Structural analysis and design

chapter four

- Calculation of maximum moment and steel reinforcement:

$$\begin{aligned} M_{u,max} &= 52.3 \times \left(2.4 + \frac{3.48}{2} \right) - 8.15 \cdot (2.4) \cdot \left(2.4/2 + \frac{3.48}{2} \right) - 20.92(1.74) \left(\frac{1.74}{2} \right) \\ &= 127.34 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m} \end{aligned}$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{127.34 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 2.8 \text{ Mpa} , m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.8 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0072$$

$$A_s = \rho b d = 0.0072 \times 1000 \times 223 = 1605.6 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s = 1605.6 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2, \text{ use } \mathbf{\varnothing 14}$$

Use **11 $\varnothing 14 @ 15 \text{ cm}$ with** $A_{s,prov} = 1693.3 \text{ mm}^2 > A_s = 1605.6 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

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

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

- 450mm.

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

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

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

• Temperature and shrinkage reinforcement:

$$A_s(\text{temperature and shrinkagr}) = 0.0018 b h = 0.0018(1000)(250) = 450 \text{ mm}^2$$

Use **7 $\varnothing 10 @ 10 \text{ cm}$ with** $A_{s,prov} = 553 \text{ mm}^2 > A_s = 450 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

Structural analysis and design

chapter four

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

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

- 450mm. – **controlled**

$$S = 10 \text{ cm} < S_{max} = 45 \text{ cm} - OK$$

4-8-5 Design of flight 2:

The support reaction of flighting is:

$$\frac{[(8.15 \cdot 3.9) + (20.92 \cdot 3.48)]}{2} = 52.3 \left(\frac{kN}{m}\right) \text{ as shown in figure (4-32).}$$

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

$$V_u = 52.3 - 8.15 \times (0.155 + 0.223) = 49.2 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V_{u,max} = 49.2 \text{ kN} < \frac{1}{2} \phi V_c = 68.27 \text{ kN}$$

∴ The thickness of the slab is adequate enough

- Calculation of maximum moment and steel reinforcement:

$$M_{u,max} = 127.34 \text{ kN.m / m}$$

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

Structural analysis and design

chapter four

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d} = \frac{127.34 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 2.8 \text{ Mpa} , m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times (24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.8 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.0072$$

$$A_s = \rho b d = 0.0072 \times 1000 \times 223 = 1605.6 \text{ mm}^2$$

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

$$A_s = 1605.6 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 450 \text{ mm}^2, \text{ use } \mathbf{\varnothing 14}$$

Use **11 $\varnothing 14@15 \text{ cm}$ with** $A_{s,prov} = 1693.3 \text{ mm}^2 > A_s = 1605.6 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

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

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

5. 450mm .

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

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

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

• **Temperature and shrinkage reinforcement:**

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

Use **7 $\varnothing 10@10 \text{ cm}$ with** $A_{s,prov} = 553 \text{ mm}^2 > A_s = 450 \text{ mm}^2$ for (1m) strip

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

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

4. 450mm . – **controlled**

$$S = 10 \text{ cm} < S_{max} = 45 \text{ cm} - \text{OK}$$

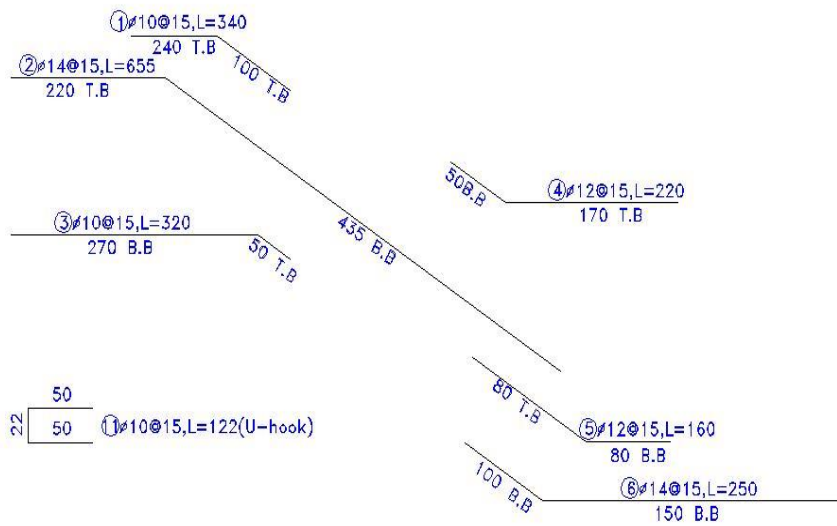
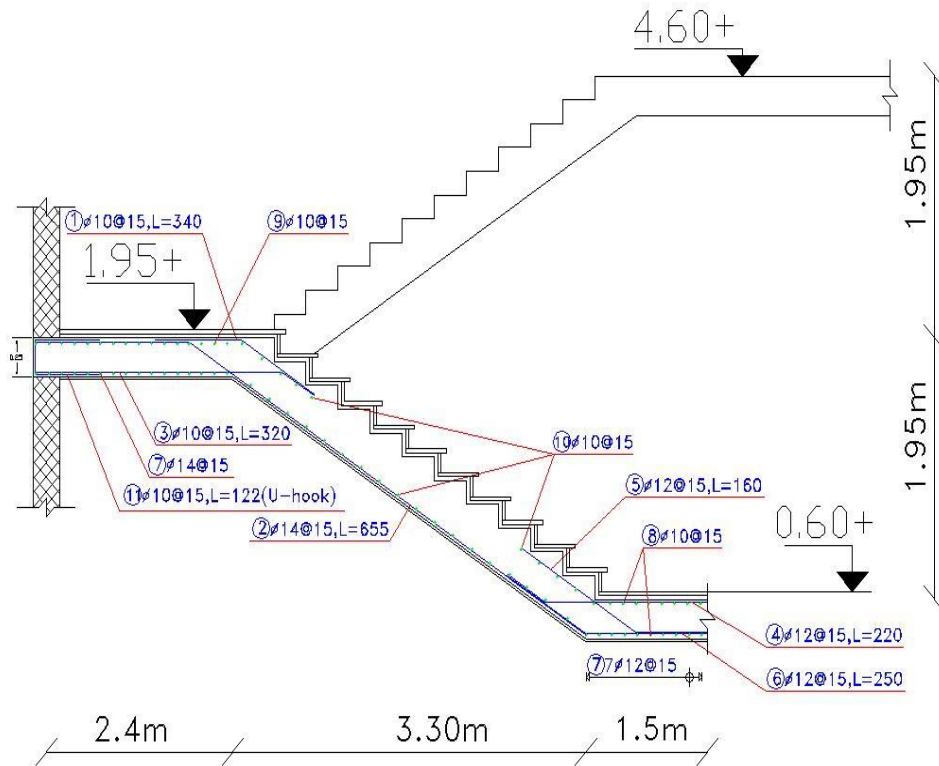


Figure (4-20) : Details of stairs

4.10 DESIGN of BASEMENT WALL .

Note : Column Load On the Basement wall not included , we designed these columns

❖ **Material :-**

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

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

✓ **Load Calculations :-**

Soil density = 18 Kg/cm^3 , L.L = 5 KN/m^2

angle of friction in soil $\phi = 35^\circ$

the wall is Pinned-Pinned system

the backfill is dry (No Water)

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.426$$

* Load on basement wall.

For 1m length of wall:

* Weight of backfill:

$$q_1 = K_0 \times \text{density} \times h \times b = 0.426 * 18 * 4.25 \times 1 = 32.59 \text{ KN/m (Due to soil)}$$

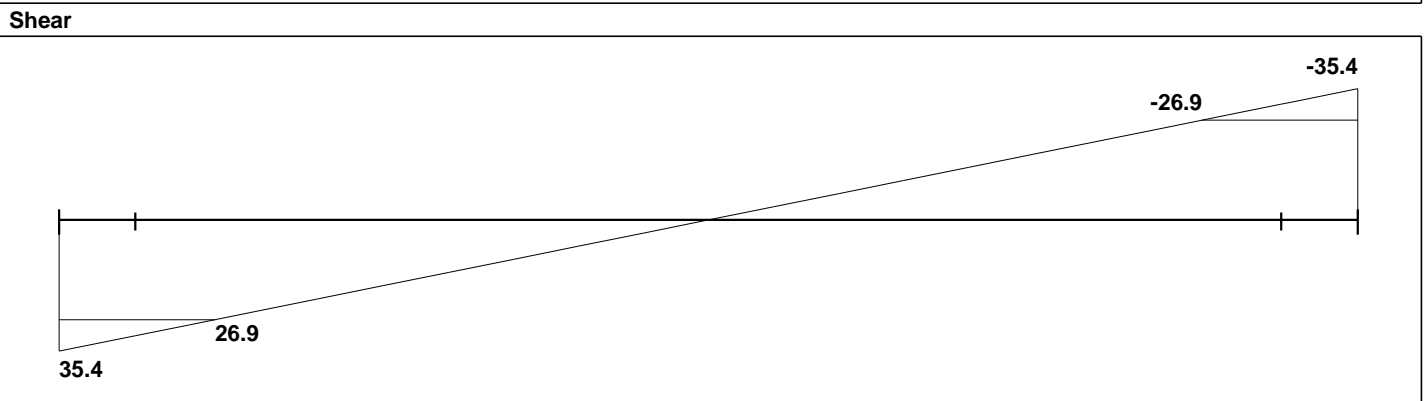
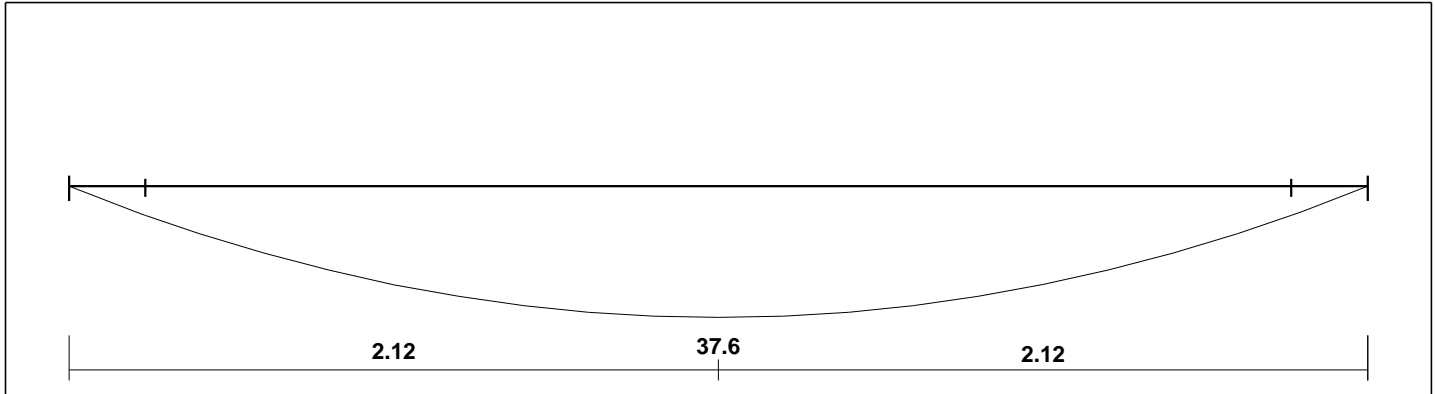
$$q_1(\text{fact}) = 1.6 * 32.59 = 52.144 \text{ KN/m}$$

* Load from live load:

$$q_2 = K_0 \times \text{L.L} = 0.426 * 5 = 2.13 \text{ KN/m (Due to L.L)}$$

$$q_2(\text{fact}) = 1.6 * 2.13 = 3.41 \text{ KN/m}$$

Moments: spans 1 to 1



Reactions

Factored		
DeadR	18.36	18.36
LiveR	17.	17.
MaxR	35.36	35.36
MinR	18.36	18.36
Service		
DeadR	15.3	15.3
LiveR	10.62	10.62
MaxR	25.93	25.92
MinR	15.3	15.3

After enter these data to ATIR program

Fig 4.18 : Shear and moment envelop diagram

Design Of Basement Wall

2- Design of Shear:- ($V_u = 22.5$ KN)

Assume bar diameter ϕ 12 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 300 - 75 - \frac{12}{2} = 219 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 219 = 178.8 \text{ KN}$$

$\Phi * V_c = 0.75 * 178.8 = 134.1 \text{ KN} > V_u = 35.4 \text{ KN} \dots \text{Thickness Is Enough (No need for shear)}$

2- Design of Bending Moment ($M_u=37.6\text{KN/m}$) :-

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 300 - 75 - \frac{12}{2} = 219 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{37.6 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 219^2} = 0.87 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.87}{420}} \right) = 0.00212$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00212 \times 1000 \times 219 = 464.3 \text{ mm}^2$$

Check for $A_{s, \text{min}}$:-

$$A_{s \text{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 1000 * 219 = 638.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{min}} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 219 = 730 \text{ mm}^2 \text{Controls}$$

Use $\phi 12$ @ 150 mm , $A_{s, \text{provided}} = 754 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 730 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

3- Design of horizontal and minimum vertical

$$A_{s, h} = \rho \cdot b \cdot h = 0.00212 \times 1000 \times 300 = 636 \text{ mm}^2$$

$$\text{For each side : } A_s = 636/2 = 318 \text{ mm}^2$$

Use $\phi 10$ @ 200 mm for each side , $A_{s, \text{provided}} = 395 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 318 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

$$A_{s \text{vmin}} = \rho \cdot b \cdot h = 0.002 \times 1000 \times 300 = 600 \text{ mm}^2 \dots 300 \text{ mm}^2 \text{ for each side}$$

Use $\phi 10$ @ 250 mm for each side , $A_{s, \text{provided}} = 316 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 300 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

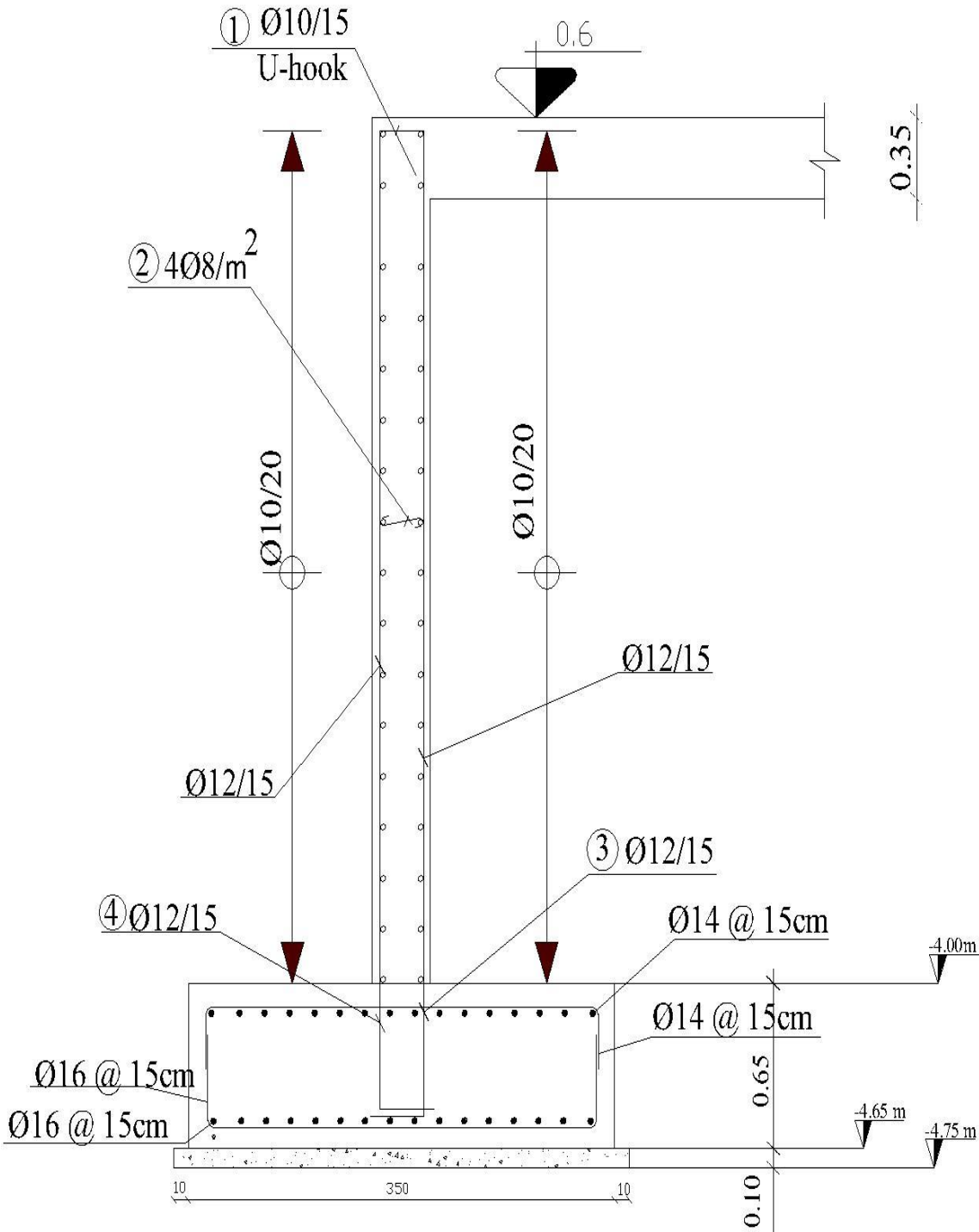


Fig 4.21 : Basement wall details

4-11 Design of Shear Wall (3)

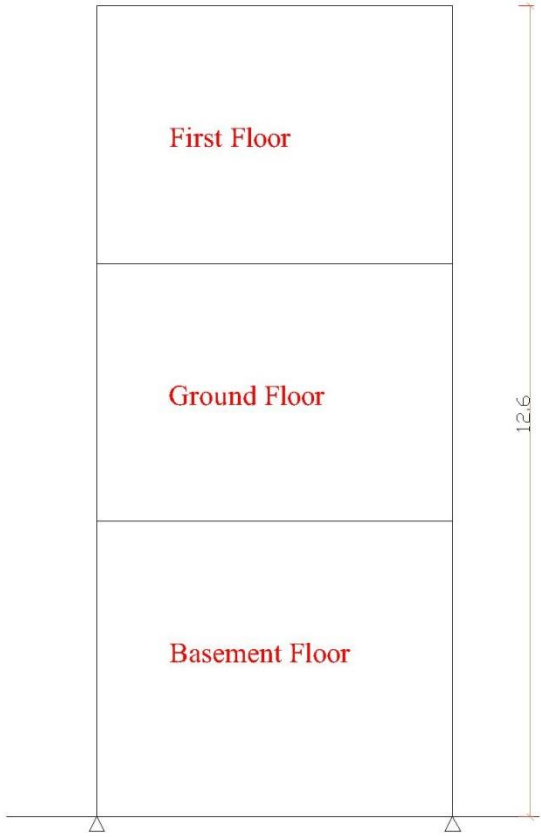


Figure (4-22): Shear Wall(3).



Figure (4-23): Shear and moment Diagram of Shear Wall.

✓ **Material and Sections:- (From Shear Wall 3)**

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

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

⇒ Shear Wall Thickness $h = 30 \text{ cm}$

⇒ Shear Wall Width $L_w = 5.45 \text{ m}$

⇒ Shear Wall Height $H_w = 12.6 \text{ m}$

4-11-1 Design of Horizontal Reinforcement:-

$$\sum F_x = V_u = 719.17 \text{ KN}$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{5.45}{2} = 2.725 \text{ m} \dots \dots \text{Control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{12.6}{2} = 6.3 \text{ m}$$

$$\text{story height}(H_w) = 4 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times L_w = 0.8 \times 5.45 = 4.36 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{nmax} &= \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} h d \\ &= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 300 * 4360 = 3988.9 \text{ KN} > V_u = 719.17 \text{ KN} \end{aligned}$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 300 * 4360 = 1068 \text{ KN} \dots \dots \text{control}$$

$$2 - V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 300 * 4360 + 0 = 1730.12 \text{ KN}$$

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

$$3 - V_c = \left[0.05 \sqrt{24} + \frac{5.45 (0.1 \sqrt{24} + 0)}{0.5925} \right] 300 * 4.36 = 6214.5 \text{ KN}$$

$$V_c = 790.19 \text{ KN}$$

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

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

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

$$V_s = 890.19 / 0.75 - 1068 = 118.92 \text{ kn} \quad \text{need reinforcement}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{v_s}{f_y d} = \frac{118.92}{420 * 4360} = 0.0000065 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{0.0000065}{0.3} = 0.0000216 < 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{5} = \frac{4360}{5} = 1090 \text{ mm}$$

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

450 mm Control

Select $\phi 10$, tow layers

$$S_h = 157 / 0.75 = 209.33$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{2 * 78.5}{S_2 * 300} = 0.0025$$

$$S_h = 209.33$$

Select $S_h = 200 \text{ mm} \leq S_{\text{max}} = 450 \text{ mm}$.

4-11-2 Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{12.6}{5.45} = 2.32$$

for this wall with $\frac{h_w}{L_w} \geq 2.5, \rho_t = 0.0025$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{3} = \frac{4360}{3} = 1453.33 \text{ mm}$$

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

450 mm Control

Use $\phi 10/200$ mm for two layers

4-11-3 Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{5450}{200}\right) * 2 * 79 = 4305.5 \text{ mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right) \frac{f_y}{f'_c} = \left(\frac{4305.5}{5450 * 300}\right) \frac{420}{24} = 0.046$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f'_c} = 0$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.046 + 0}{2 * 0.046 + 0.85 * 0.85} = 0.0565$$

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

$$= 0.9 [0.5 * 4305.5 * 420 * 5450 (1 + 0) (1 - 0.0565)] = 4184.3 \text{ KN} \geq 2953.2 \text{ KN.m} \dots \text{ Ok}$$

$$X \geq \frac{L_w}{600 * 0.015} = \frac{5450}{600 * 0.015} = 605.55$$

$$L_b \geq \frac{X}{2} = 302.78$$

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

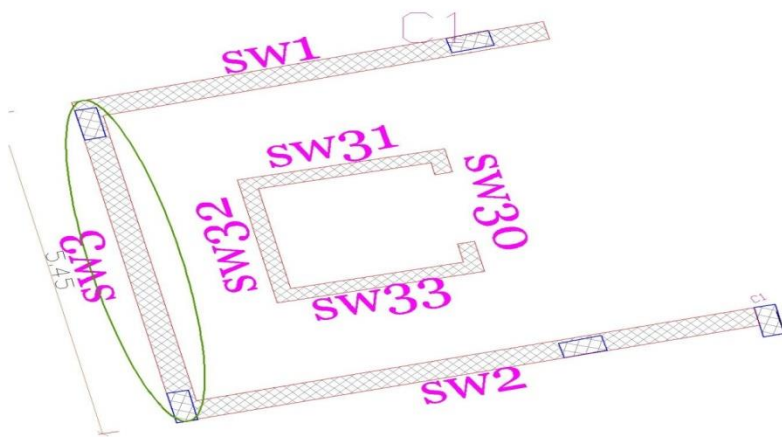


Figure (4-24): figure of Shear wall

4-12 | Design of isolated Footing(F4):

4-10-1 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) = 1500kN.

Live Load (service) = 500 kN.

Total services load = 1500 + 500 = 2000 kN.

Total Factored load = 1.2(1500) + 1.6(500) = 2600 kN.

Column dimension(a × b) = 50cm × 50cm.

Soil density = 18($\frac{kg}{cm^2}$).

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

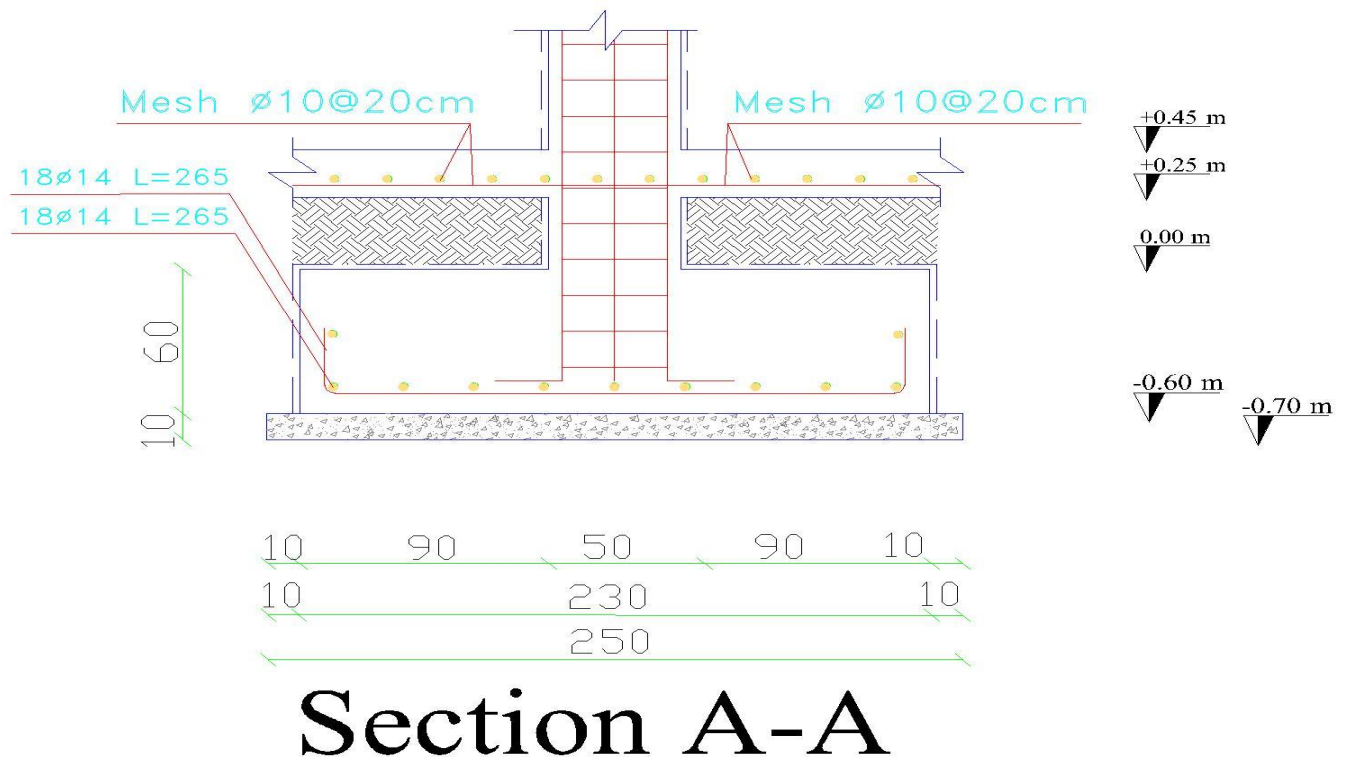


Figure (4-25): Footing Section.

Assume $h = 60\text{cm}$.

$$q_{all-net} = 400 - (25 \times 0.6) - (18 \times 0.6) = 374.2 \left(\frac{kN}{m^2}\right)$$

- Area of footing:

$$A = \frac{p_t}{q_{all-net}} = \frac{2000}{374.2} = 5.34 \text{ m}^2$$

Assume rect. Footing

Select $B = 2.5 \text{ m}$

Select $L = 2.5 \text{ m}$

- Bearing pressure:

$$q_u = \frac{2600}{2.5 \times 2.5} = 416 \left(\frac{kN}{m^2}\right)$$

4-10-2 Design:

- Design of one-way shear strength:

Critical Section at Distance d From The Face of Column Assume $h = 60 \text{ cm}$.

Bar diameter $\text{Ø}14$ for main reinforcement and 7.5 cm Cover.

$$d = 600 - 75 - 14 = 511 \text{ mm}$$

$$V_u = q_u \times \left(\frac{B - a}{2} - d\right) \times L = 416 \times \left(\frac{2.5 - 0.5}{2} - 0.511\right) \times 2.5 = 508.56 \text{ kN}$$

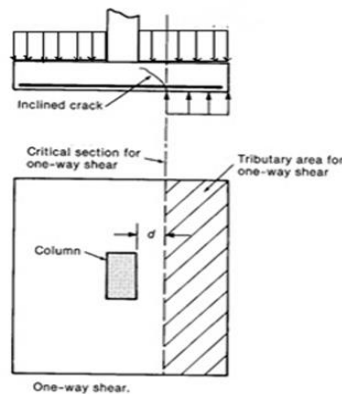


Figure (4-26): one-way shear calculation.

$$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2500 \times 511 = 782.31 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 782.31 \text{ kN} > V_u = 508.56 \text{ kN} - \text{Safe}$$

• **Design of Tow-way shear strength:**

$$V_u = p_u - FR_b$$

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

$$V_u = 416 \times [(2.5 * 2.8) - (0.5 + 0.511)(0.5 + 0.511)] = 2174.79 \text{ kN}$$

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:

$$\beta_c = \frac{\text{column Length (a)}}{\text{column width (b)}} = \frac{50}{50} = 1$$

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

$$= 2 \times (0.5 + 0.511) + 2 \times (0.5 + 0.511) = 404.4 \text{ cm}$$

$\alpha_s = 40 \text{ for interior coulumn}$

Substituting values in equations:

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \sqrt{24} \times 4044 \times 511 = 3796.37 \text{ kN} - \text{CONTROL}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{12} \left(\frac{40 * 0.511}{4.044} + 2\right) \times \sqrt{24} \times 4044 \times 511 = 4463.52 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 4044 \times 511 = 2530.9 \text{ kN} - \text{CONTROL}$$

$$\phi V_c = 2530.9 \text{ kN} > V_u = 2174.79 \text{ kN}$$

• **Design Bending moment for long direction:**

Critical Section at the Face of Column

select $\phi 14$

$$d = 600 - 75 - 14 = 511 \text{ mm}$$

$$M_u = 416 \times 2.5 \times 0.489 \times \frac{0.489}{2} = 124.34 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{704.7 \times 10^6}{0.9 \times 2800 \times 511^2} = 0.212 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.29}{420}} \right) = 0.0005$$

$$A_{s,req} = \rho \times b \times d = 0.0023 \times 2500 \times 511 = 638.75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 2500 \times 600 = 2700 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 638.75 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 2700 \text{ mm}^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$

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

Use 18 ϕ 14 with $A_{s,prov} = 2772 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 2700 \text{ mm}^2$

$$S = (2500 - 75 \times 2 - 18 \times 14) / 17 = 123.4 \text{ mm}$$

$$S = 123.4 < S_{max} = 450 \text{ mm}, \text{ select } S = 100 \text{ mm}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2772 \times 420}{0.85 \times 2500 \times 24} = 22.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.8}{0.85} = 26.85 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{511 - 26.85}{26.85} \right) = 0.0541 > 0.005 \dots \dots 0k$$

- **Design Bending moment for short dirction:**

Critical Section at the Face of Column

select $\emptyset 14$

$$d = 600 - 75 - 14 = 511 \text{ mm}$$

$$M_u = 416 \times 2.5 \times 0.489 \times \frac{0.489}{2} = 124.34 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{704.7 \times 10^6}{0.9 \times 2800 \times 511^2} = 0.212 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.29}{420}} \right) = 0.0005$$

$$A_{s,req} = \rho \times b \times d = 0.0023 \times 2500 \times 511 = 638.75 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \times 2500 \times 600 = 2700 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = 638.75 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 2700 \text{ mm}^2 - OK$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

$$3. \quad 3h = 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$$

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

Use 18Ø14 with $A_{s,prov} = 2772\text{mm}^2 > A_{s,req} = 2700\text{ mm}^2$

$$S = (2500 - 75 \times 2 - 18 \times 14) / 17 = 123.4\text{ mm}$$

$$S = 123.4 < S_{max} = 450\text{ mm}, \text{ select } S = 100\text{mm}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2772 \times 420}{0.85 \times 2500 \times 24} = 22.8\text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.8}{0.85} = 26.85\text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{511 - 26.85}{26.85} \right) = 0.0541 > 0.005 \dots \dots 0k$$

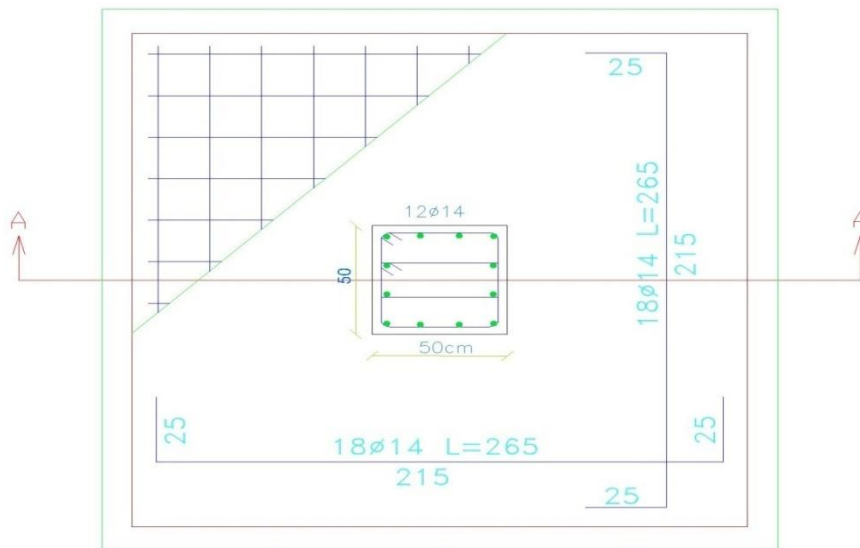


Figure (4-27): Detailing of footing.