

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة العهد في مدينة الخليل

عمل :

اية مصطفى البرميل

إشراف:

م. منى الشاعر

فلسطين-الخليل

2021

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة العهد في مدينة الخليل

عمل:

اية مصطفى البرميل

إشراف:

م. منى الشاعر

تقرير مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل-فلسطين

الإهداء

أهدي هذا البحث الذي أقصد فيه رضى الله سبحانه وتعالى و الذي أقتدي فيه بسنة نبينا محمد (ﷺ) في العمل والعلم ، أهدي عملي هذا إلى أمي الحبيبة لا أجد كلمات يمكن أن تمنحها حقها، فهي ملحمة الحب وفرحة العمر، ومثال التفاني والعطاء، إلى أبي العطوف الذي قدّم راحتي وسعادتي على سعادته . إلى إخوتي الأعزاء سندي وعضدي ومشاطري أفرحي وأحزاني. أهديكم هذا البحث المتواضع

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحده كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا

أتقدم بجزيل الشكر والتقدير

إلى

جامعتي العزيزة..... جامعة بوليتكنك فلسطين

إلى كلية الهندسة

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية.... بطاقتها الإداري والتدريسي

إلى المشرفة على هذا البحث المهندسة منى الشاعر

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة العهد في مدينة الخليل

عمل

اية البرميل

جامعة بوليتكنك فلسطين_ 2021 .

إشراف م. منى الشاعر

ملخص المشروع

تتلخص فكرة المشروع في عمل التصميم الإنشائي لمدرسة أساسية للإناث في مدينة الخليل يلبي جميع الخدمات والراحة للمستخدمين ، تقع قطعة أرض المشروع في مدينة الخليل وتبلغ مساحتها 4675متر مربع وتبلغ مساحة البناء 2955 متر مربع ، حيث بلغت النسبة المئوية للبناء %17.86 ، أما الارتداد الأمامي والجانبية لقطعة الأرض كان 5 م والخلفي كان 4 م .تتكون المدرسة من طابق تسوية تبلغ مساحته 698 متر مربع ويلى طابق التسوية ثلاثة طوابق أخرى . ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تمّ بشكل متناسق وجميل يوفر الراحة وسهولة الوصول للمستخدمين .

يتمثل هدف المشروع في التصميم الإنشائي لجميع العناصر الخرسانية التي يحتويها المبنى مثل العقدات والجسور والأعمدة والأساسات حيث سيتم استخدام الكود الأمريكي في التحليل الإنشائي للمقاطع الخرسانية (ACI_318Code) ، والكود الأردني لتحديد الأحمال الحية الواقعة على المبنى وسيتم استخدام بعض البرامج الحاسوبية مثل Atir, autocad2016. ومن المتوقع بعد إتمام المشروع إن شاء الله القدرة على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الخرسانية التي يحتويها المبنى ، وإعداد المخططات الإنشائية التنفيذية الكاملة لها .

Structural Design of girls Elementary school in Hebron city

Prepared by

Aya Al-barmeel

Palestine Polytechnic University -2021

Supervisor

Eng . Muna Al shaer

Abstract

The idea of the project is summarized in the structural design work for girls Elementary school in Hebron city that meets all services and comfort for users. The area of the land project is 4,675 square meters , and the building area is 2,955 square meters, the percentage of building construction is 17.86%. The school has a basement floor with area 698 square meters and another three floors . The architectural design of the project is characterized by being beautifully finished, providing comfort and ease of access for users.

The objective of the project is to make the structural design of all the concrete elements that the beams and columns where the American code will be building contains such as knots, foundations, used in the structural analysis of concrete sections (ACI_318) and the Jordanian code to determine the live loads on the building. Some software such as autocad2016, Atir will be used. It is expected after the completion of the project to be able to present the design and structural analysis of all concrete elements and to prepare the executive construction plans in details .

فهرس المحتويات

Table of Contents

رقم الصفحة		
II	صفحة الاهداء	
III	صفحة الشكر والتقدير	
IV	صفحة الملخص باللغة العربية	
V	صفحة الملخص باللغة الانجليزية	
VI	الفهرس	
IX	فهرس الجداول	
IX	فهرس الصور	
XI	List of Abbreviations	
الفصل الاول : المقدمة		
2	المقدمة	1_1
2	أهداف المشروع	1_2
3	مشكلة البحث	1_3
3	أسباب اختيار المشروع	1_4
3	خطوات إجراء المشروع	1_5
4	المسلمات	1_6
الفصل الثاني: الوصف المعماري		
6	المقدمة	1_2
7	لمحة عامة عن المشروع	2_2

7	موقع المشروع	3_2
11	وصف طوابق المشروع	4_2
11	طابق التسوية	1_4_2
12	الطابق الأرضي	2_4_2
13	الطابق الأول	3_4_2
14	الطابق الثاني	4_4_2
14	وصف واجهات المشروع	5_2
19	وصف مقاطع المشروع	6_2
20	المداخل	7_2
20	وصف الحركة	8_2
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي		
22	المقدمة	1_3
22	الهدف من التصميم الإنشائي	2_3
22	مراحل التصميم الإنشائي	3_3
23	الأحمال	4_3
23	الأحمال الميتة	1_4_3
24	الأحمال الحية	2_4_3
24	الأحمال البيئية	3_4_3
24	أحمال الرياح	أ -3 - 4-3
25	أحمال الثلوج	ب -3 - 4-3
25	أحمال الزلازل	ج -3 - 4-3
26	الاختبارات العملية	5_3
26	العناصر الإنشائية	6_3
27	العقدات	1_6_3
30	الجسور	2_6_3
31	الأعمدة	3_6_3
32	الأساسات	4_6_3
34	جدران القص	5_6_3
34	الجدران الاستنادية	6_6_3
35	الأدراج	7_6_3
36	الفواصل الإنشائية	8_6_3

Design & Structural Analysis : الفصل الرابع :		
39	Introduction	1_4
39	Design method and requirements	2_4
39	Strength design method	1_2_4
40	Factored loads	2_2_4
40	the minimum thickness of structural member	3_4
40	Thickness of one way ribbed slab	1_3_4
41	Thickness of two way ribbed slab	2_3_4
45	Design of Topping	4_4
45	Calculation of Dead load of topping	1_4_4
48	Design of one way Rib slab (R3) at ground floor slab	5_4
49	calculation of be effective	1_5_4
49	rib load calculation	2_5_4
51	Design Rib (3) For Flexure	3_5_4
57	Design of shear for Rib (R3) Vc	4_5_4
58	Design of Beam	6_4
59	Determine thickness of beam	1_6_4
59	Determination of Loads	2_6_4
61	Design beam for flexure	3_6_4
69	Design of shear for beam	4_6_4
71	Design of column ²⁷	4.7
76	Design of single footing	4.8
80	DESIGN OF STAIRS	4.9
89	Design of Basement Wall	4.10
97	DESIGN OF SHEAR WALL	4.11
الفصل الخامس : النتائج والتوصيات		
99	النتائج	1_5
99	التوصيات	2_5
100	المراجع	3_5

فهرس الجداول

الصفحة	العنوان	رقم الجدول
23	الكثافة النوعية للمواد	جدول (1-3)
24	الأحمال الحية للمبنى	جدول (2-3)
25	ارتفاع الثلوج حسب الارتفاع من سطح المبنى	جدول (3-3)
40	Minimum thickness of structural member	جدول (1-4)
42	Minimum slab. thickness without interior beam	جدول (2-4)
46	Dead load calculation for topping.	جدول (3-4)
49	Calculation of the total dead load for one-way rib slab.	جدول (4-4)

فهرس الأشكال

الفصل الثاني		
7	صورة جوية لبلدة السموع	الشكل (1-2)
8	حدود قطعة الأرض المشروع والطرق المؤدية لها	الشكل (2-2)
9	درجات الحرارة الصغرى والكبرى في بلدة السموع	الشكل (3-2)
9	خارطة الطرق المؤدية إلى قطعة المشروع	الشكل (4-2)
10	الموقع العام	الشكل (5-2)
11	طابق التسوية	الشكل (6-2)
12	الطابق الأرضي	الشكل (7-2)
13	الطابق الأول	الشكل (8-2)
14	مسقط أفقي للطابق الثاني	الشكل (9-2)
15	الواجهة الشمالية للمبنى	الشكل (10-2)

16	الواجهة الجنوبية	الشكل (11-2)
17	الواجهة الشرقية	الشكل (12-2)
18	الواجهة الغربية للمبنى	الشكل (13-2)
19	المقطع (A-A) للمبنى	الشكل (14-2)
19	المقطع (B-B) للمبنى	الشكل (15-2)
الفصل الثالث		
25	تأثير أحمال الرياح على المبنى حسب ارتفاعه	الشكل (1-3)
26	أحد الاختبارات العملية للتربة	الشكل (2-3)
28	عقدة مصمتة ذات اتجاه واحد	الشكل (3-3)
28	عقدة مصمتة ذات اتجاهين	الشكل (4-3)
29	Flat plate	الشكل (5-3)
29	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	الشكل (6-3)
30	عقدة العصب ذات الاتجاهين	الشكل (7-3)
30	(Hidden Beam) جسر مسحور	الشكل (8-3)
31	Dropped beam	الشكل (9-3)
31	أنواع الأعمدة	الشكل (10-3)
33	الاساس المنفرد	الشكل (11-3)
33	الاساس المزدوج	الشكل (12-3)
33	الاساس الشريطي	الشكل (13-3)
34	جدار قص	الشكل (14-3)
35	مقطع في الجدار الاستنادي	الشكل (15-3)
36	مقطع من الدرج	الشكل (16-3)
37	فاصل تمدد منفذ	الشكل (17-3)
37	فاصل تمدد في مبنى المدرسة	الشكل (18-3)
الفصل الرابع		
43	The location of two way rib	Fig (4.1)
43	Dimension of T-section	Fig (4.2)
46	topping load and moment diagram	Fig (4.3)
48	location of R3 at the ground floor slab	Fig (4.4)
48	Geometry of Rib3.	Fig (4.5)
49	Typical Section at Ribbed Slab.	Fig (4.6)
50	Dead load in the rib.	Fig (4.7)
50	live load in the rib.	Fig (4.8)
51	Moment diagram of Rib	Fig (4.9)
57	shear diagram of Rib3	Fig (4.10)
58	the location of beam at the ground floor	Fig (4.11)
59	the geometry of beam at the ground floor	Fig (4.12)

60	the dead &live load of beam	Fig (4.13)
60	the moment diagram of beam	Fig (4.14)
69	shear diagram for beam	Fig (4.15)
75	reinforcement of column	Fig (4.16)
78	isolated footing	Fig (4.17)
82	detailing of footing	Fig (4.18)
82	stair 1 plan	Fig (4.19)
83	structural system of flight	Fig (4.20)
85	load on stair	Fig (4.21)
88	تسليح الدرج	Fig (4.22)
90	الحمال والنظام الانشائي لجدار القبو	Fig (4.23)
93	basement wall reinforcement	Fig (4.24)
94	shear and moment for the shear wall	Fig (4.25)
97	shear wall reinforcement	Fig (4.26)

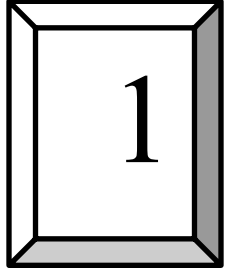
List of Abbreviations

- 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.
- 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.
- 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.

الفصل الأول

المقدمة



1- المقدمة

2- أهداف المشروع

3- مشكلة البحث

4- أسباب اختيار المشروع

5- خطوات إجراء المشروع

6- المسلمات

1.1 - المقدمة

تعد الهندسة من أهم العلوم التي حققت إنجازًا عبر تاريخ الإنسان ; إذ ساهم علم الهندسة في تحقيق متطلبات البشرية عبر مر العصور ، ولعل من أهم متطلبات البشرية المسكن والبناء ; إذ يعد هذا المتطلب أحد مقومات الحياة الأساسية وأكثرها لزومًا . ومع تطور الحياة ظهرت العديد من الأبنية العامة مثل المساجد والمستشفيات والمدارس والمجمعات التجارية والمكتبات .

توفر الأبنية العامة لمستخدميها الاحتياجات اللازمة في مختلف المجالات ; فقد يستطيع الانسان التدارس فيها وعقد الاجتماعات، وهنا كان لابد من دور الهندسة المهم في بناء وتنفيذ هذه المنشآت وتوفير الراحة وسهولة الوصول لمستخدميها و يبرز دور فرعي الهندسة المعمارية و المدنية على وجه الخصوص في هذا المجال .

يتضمن هذا المشروع بشكل أساسي التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة أساسية في محافظة الخليل حيث سيتم دراسة كافة الأحمال الواقعة على المبنى واختيار النظام الإنشائي المناسب بما ينسجم مع التصميم المعماري ويحافظ على الفراغات الضرورية للمبنى و أيضًا تحليل جميع المقاطع الخرسانية المكونة للمبنى وتصميمها بما يضمن سلامة المنشأ وعدم تعرضه للإنهيارات .

يتوقع في نهاية هذا المشروع تصميم جميع المقاطع الخرسانية المكونة للمنشأ بما يضمن سلامته وتحقيق تكلفة اقتصادية قليلة وإعداد المخططات التنفيذية المفصلة .

2.1 - أهداف المشروع

- 1- اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع بما ينسجم مع التصميم المعماري المُعد .
- 2- تصميم كافة المقاطع الخرسانية المكونة للمبنى بما يضمن سلامة المنشأ .
- 3- إعداد المخططات التنفيذية بشكل مفصل وكامل للعناصر الخرسانية
- 4- توظيف المعلومات وجمعها من المساقات الدراسية التي تم دراستها خلال المرحلة الجامعية
- 5- تحقيق تكلفة اقتصادية ممكنة للمشروع

3.1 - مشكلة البحث

يتضمن هذا المشروع مشكلة التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة أساسية لذلك سيقوم هذا البحث بدراسة وتحديد مواقع الأعمدة ودراسة النظام الإنشائي وتصميم العناصر الإنشائية المكونة للمبنى مثل العقدات والجسور والأساسات وكذلك الجدران الحاملة .

4.1 - أسباب اختيار المشروع

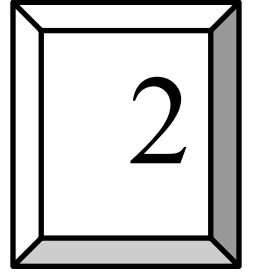
- 1- المقدره على عمل التصميم الإنشائي بعد الانتهاء من مشروع التخرج لمبنى متعدد الطوابق
- 2- معرفة المشاكل التي من الممكن ان تواجه المهندس الإنشائي أثناء عملية التصميم حيث ان عملية التصميم الإنشائي يجب ان تتسجم مع التصميم المعماري المعد للمشروع ومع رغبات المالك للمشروع في تحقيق تكلفة اقتصادية اقل ما يمكن.

5.1 - خطوات المشروع

- 1- دراسة المخططات المعمارية للمبنى وامكانية اجراء التعديلات المعمارية عليها بما يناسب عملية التصميم الإنشائي للمشروع
- 2- دراسة توزيع الاعمدة المناسب للمبنى بحيث تكون المسافة بينها حسب ما نص عليه الكود ودراستها من حيث عدم تأثيرها على العناصر المعمارية للمبنى
- 3- دراسة كافة الاحمال الواقعة على المبنى وتحليلها
- 4- اختيار النظام الإنشائي المناسب للمبنى
- 5- تحليل العناصر الإنشائية للمبنى سواء أكان التحليل اليدوي أو التحليل باستخدام برامج التحليل الإنشائية
- 6- تصميم العناصر الإنشائية المكونة للمبنى حسب معايير واسس الكود المستخدم
- 7- إعداد المخططات التنفيذية المفصلة والشاملة لجميع العناصر الإنشائية

6.1-المسلمات

- 1)اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة ACI.318-
- 2)استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل Ati r, safe, etabs,



الفصل الثاني

الوصف المعماري

1- المقدمة

2- لمحة عامة عن المشروع

3- موقع المشروع

4- وصف طوابق المشروع

5- وصف واجهات المشروع

6- وصف مقاطع المشروع

7- المداخل

8- وصف الحركة

1-2 - المقدمة

تعتبر العمارة أحد الفنون الهندسية القديمة التي عرّفها الإنسان منذ حاجته لبناء مأوى له، وتهتمّ العمارة بتكوين وإنشاء الحجوم و الفراغات التي تُخصّص من أجل احتضان الوظائف والنشاطات الإنسانيّة وأيضاً الاجتماعيّة على مختلف أصنافها وأنواعها.

إنّ العمارة فن بالدرجة الاولى ولكن لأرتباطها وعلاقتها الوثيقة بعلوم الهندسة أصبحت هندسة عمارة وبالتالي اصبح الفن ضمن مجالات هندسية يسهل تنفيذه وحفظه وتطويره والامثلة على ذلك كثيرة ولايمكن ان يستشعرها سوى المعماري نفسه ولعل فهم هذه العلاقة ما بين الهندسة والعمارة هي النقطة الالهة في الابتكار المعماري والتطوير والابداع في كافة فروعها.

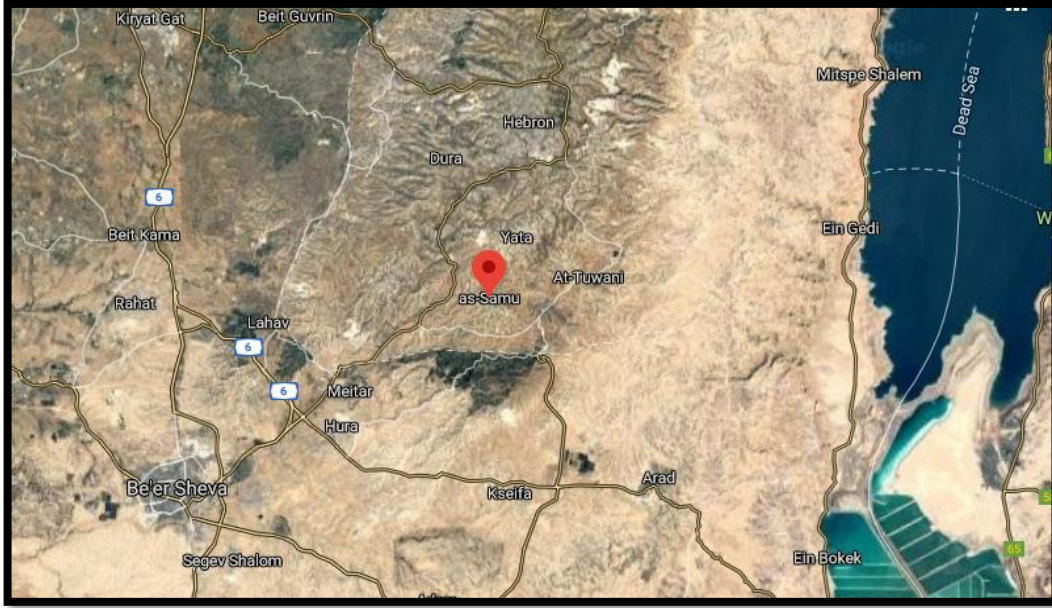
إن التصميم المعماري هو عملية عقلية منظمة يستطيع بها المعماري التعامل مع أنواع متعددة من المعلومات و إدماجها في مجموعة واحدة من الأفكار و الانتهاء برؤية واضحة لتلك الأفكار. و عادة تظهر هذه الرؤية في شكل رسومات أو جدول زمني و التصميم يتضمن الطريقة و المنتج في نفس الوقت.

يقوم المعماري أثناء عملية التصميم المعماري لأي مشروع بدراسة الطرق والأسس وموقع المشروع، ويكون الاهتمام الأساسي هو كيفية وضع هيكلية مناسبة للعملية التصميمية ولعل من أهم المراحل الأساسية لعملية التصميم هو تحديد الأهداف التي من أجلها سيُقام المبنى ودراسة الموقع جيداً الذي سيُقام عليه المنشأ ليقوم المعماري بعد ذلك بعملية تصميمية للمنشأ تناسب وتلبي حاجات الأفراد المستخدمين .

بعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري وتحديد أبعاد المبنى تبدأ عملية التصميم الإنشائي وذلك بتحديد جميع الأحمال المتوقعة على المبنى وتصميم العناصر الخرسانية المكونة للمنشأ على هذا الأساس لضمان سلامة المنشأ وسلامة قاطنيه .

2-2 - لمحة عامة عن المشروع

المشروع عبارة عن بناء مدرسة أساسية للإناث في خربة السيميا التي تقع على بعد أربعة كيلومترات من شمال بلدة السموع في محافظة الخليل، وذلك بسبب افتقار هذه القرية إلى مدرسة أساسية، وإيجاد مدخل مناسب لهذه المدرسة يسهل عملية وصول الطلاب إليها، والبحث عن حالات دراسية لتصميم المدارس الأساسية، والتعرف على الأسس التصميمية ومحاولة تطبيقها على هذا المشروع.



الشكل (1-2): صورة جوية لبلدة السموع

2-3 - موقع المشروع

تلعب عدة عوامل أساسية في اختيار موقع المشروع مثل القرب من مصادر المواد الأولية وسهولة الوصول ووسائل النقل المتوفرة والعوامل الجغرافية السائدة في تلك المنطقة.

الموقع المقترح للمشروع هو أرض زراعية تقع في خربة السيميا تقع على بعد 22 كم جنوب الخليل تبلغ مساحتها 4675 متر مربع وترتبط بشارع 60 الرئيسي.



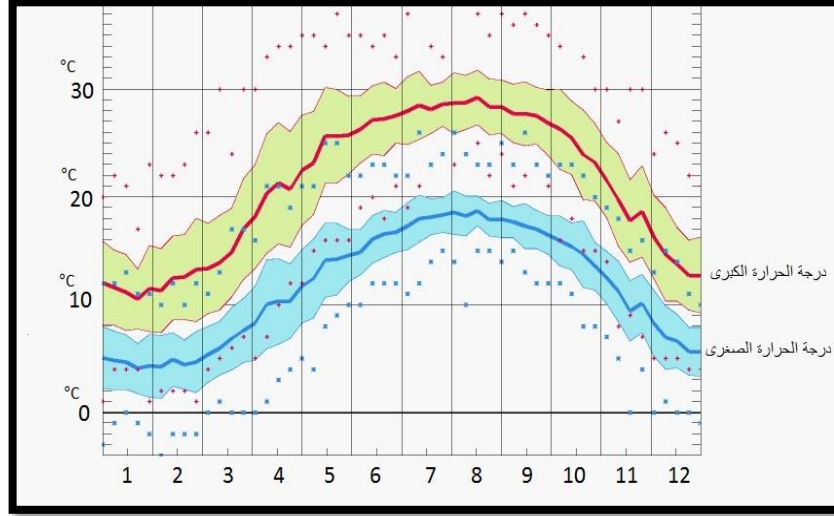
الشكل (2-2) : حدود قطعة الأرض المشروع والطرق المؤدية لها

1-3-2 - الشروط العامة لاختيار الموقع

يعتبر اختيار الموقع الأمثل للمشروع من أهم مقومات نجاحه ، وهذا الاختيار يمر بمرحلتين : الأولى تحديد المنطقة الجغرافية التي سيقام فيها المشروع ، والثانية تحليل الموقع داخل حدود هذه المنطقة . في جميع تلك المراحل يتم التركيز على اختيار الموقع الأفضل.

وفيما يلي عدة نقاط مهمة في اختيار ارض المشروع :

(1) المناخ : مناخ السموع متوسطي معتدل وهو حار وجاف في الصيف وبارد وممطر في الشتاء، يبدأ فصل الربيع في أواخر شهر آذار وأوائل نيسان، ويعتبر شهرا تموز وأب أحرّ شهور السنة وتصل معدل درجات الحرارة فيهما إلى 28.9 ° مئوية ويعتبر شهر كانون الثاني أبرد الأشهر، وتتساقط الأمطار عادة بين شهري تشرين الأول إلى نيسان، ويبلغ معدل السقوط 306 ملم، وتكون في أعلى معدلاتها في شهري يناير وفبراير، ويبلغ معدل درجات الحرارة 18 درجة مئوية ومعدل الرطوبة النسبية حوالي 16. % .



الشكل (2-3): درجات الحرارة الصغرى والكبرى في بلدة السموع

(2) شبكة المواصلات : تقع قطعة الارض غرب قرية سيميا بالقرب من شارع 60 الرئيسي بحيث ترتبط بالشارع الرئيسي عبر ثلاثة طرق فرعية .



الشكل (2-4) : خارطة الطرق المؤدية إلى قطعة المشروع

2-3-2 - حركة الشمس والرياح

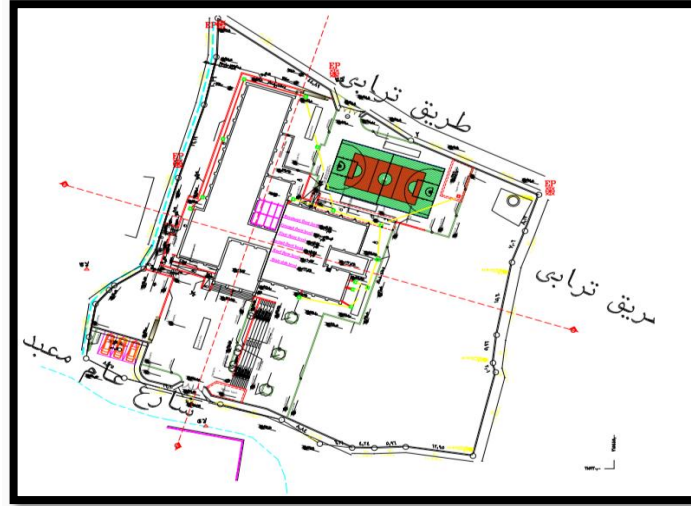
تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمها إلى فراغات تتناسب وتوجيهها المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

2-3-3- وصف الموقع العام (site plan)

إن الموقع العام site plan يتضمن حدود الأرض ، كتلة المبنى ، العلاقة مع العناصر العمرانية المجاورة مداخل المبنى والطرق المحيطة بالأرض ، مواقف السيارات ، الأرصفة و المسطحات الخضراء .

يحتوي الموقع العام للمشروع على ملعب مساحته 224 متر ويحتوي على موقف للسيارات

وبئر مياه ، كما انه يوضح المدخل الرئيسي للمبنى اضافة إلى المناسيب التي تبين ارتفاعات الطوابق .



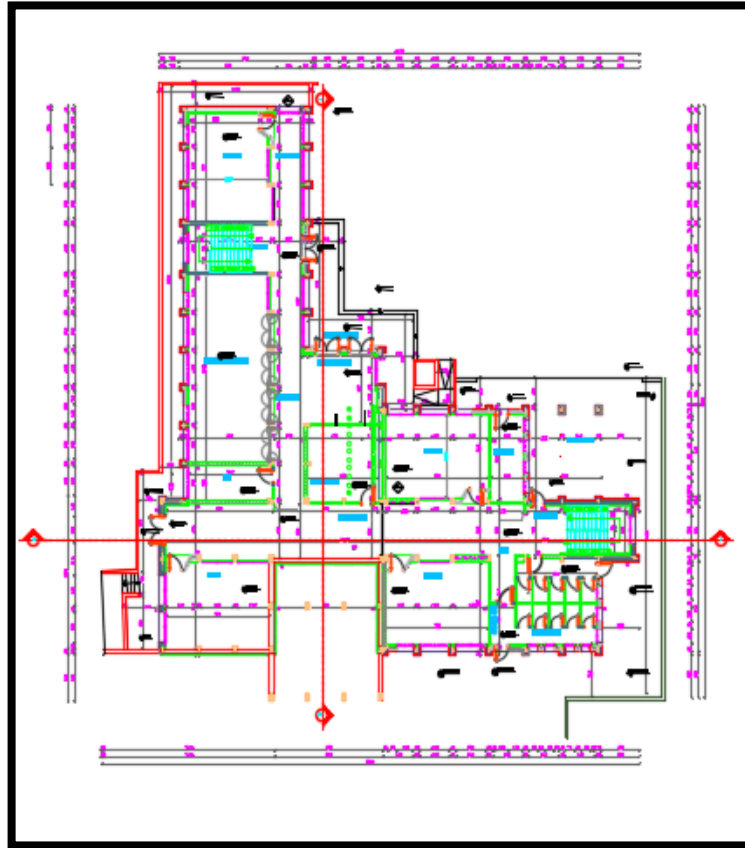
الشكل (2-5) : الموقع العام

4-2- وصف الطوابق

يتكون المبنى من أربعة طوابق يحتوي كل طابق على فعاليات معينة :

1-4-2- طابق التسوية

بمنسوب (م-3.64) ومساحة 698.28 متر مربع ، يتكون الطابق من ثلاث غرف صفية تقدر مساحتها ب 45 متر مربع وحمامات وممرات وقاعة لتخزين أدوات الرياضة وقاعة متعددة الاستخدام .

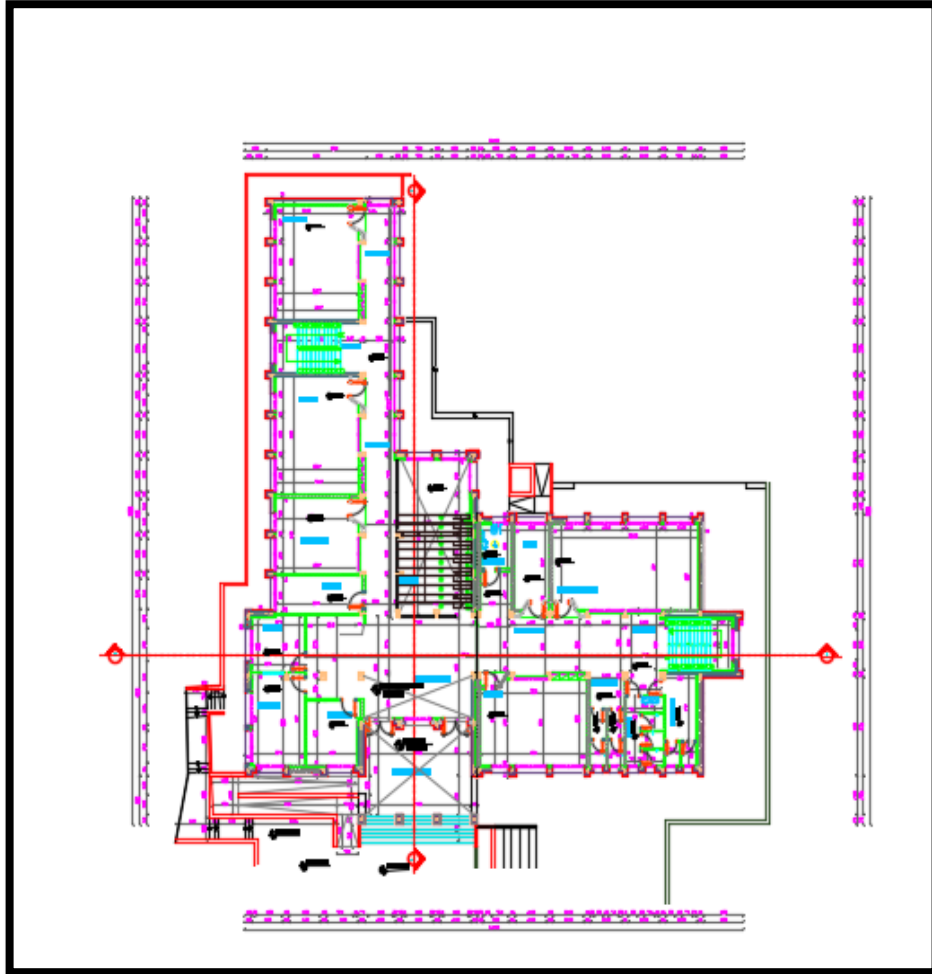


الشكل (6-2): طابق التسوية

2-4-2 - الطابق الأرضي

بمنسوب (0) ومساحة تقدر بـ 698.13 متر مربع ، يتكون الطابق الأرضي من الفعاليات التالية :

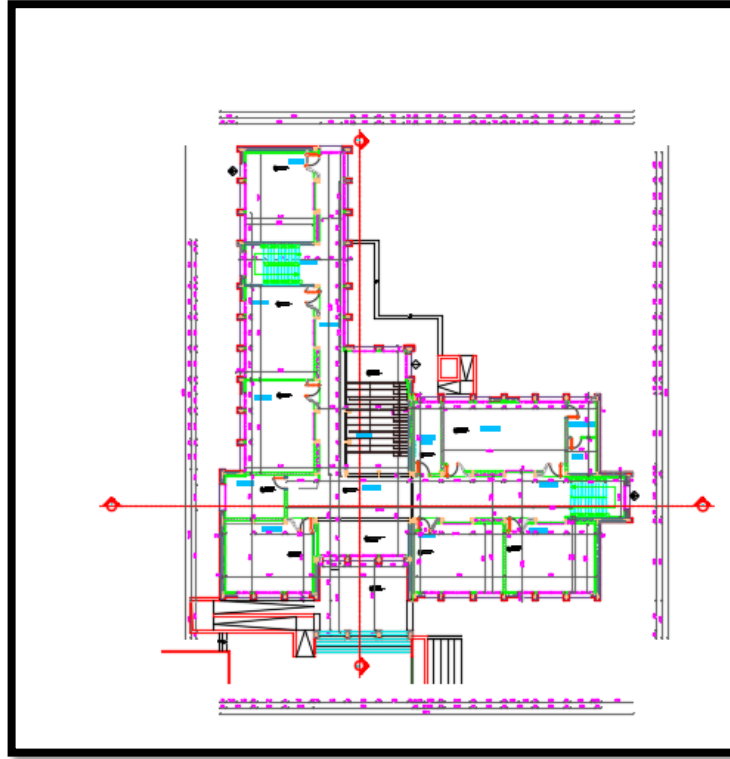
غرفتين صفييتين ، حمامات ، غرفة المعلمات ، غرفة السكرتيرية والمدير ، مختبر التكنولوجيا ، ومطبخ صغير والمدخل الرئيسي للمبنى .



الشكل (7-2) : الطابق الأرضي

3-4-2 - الطابق الأول

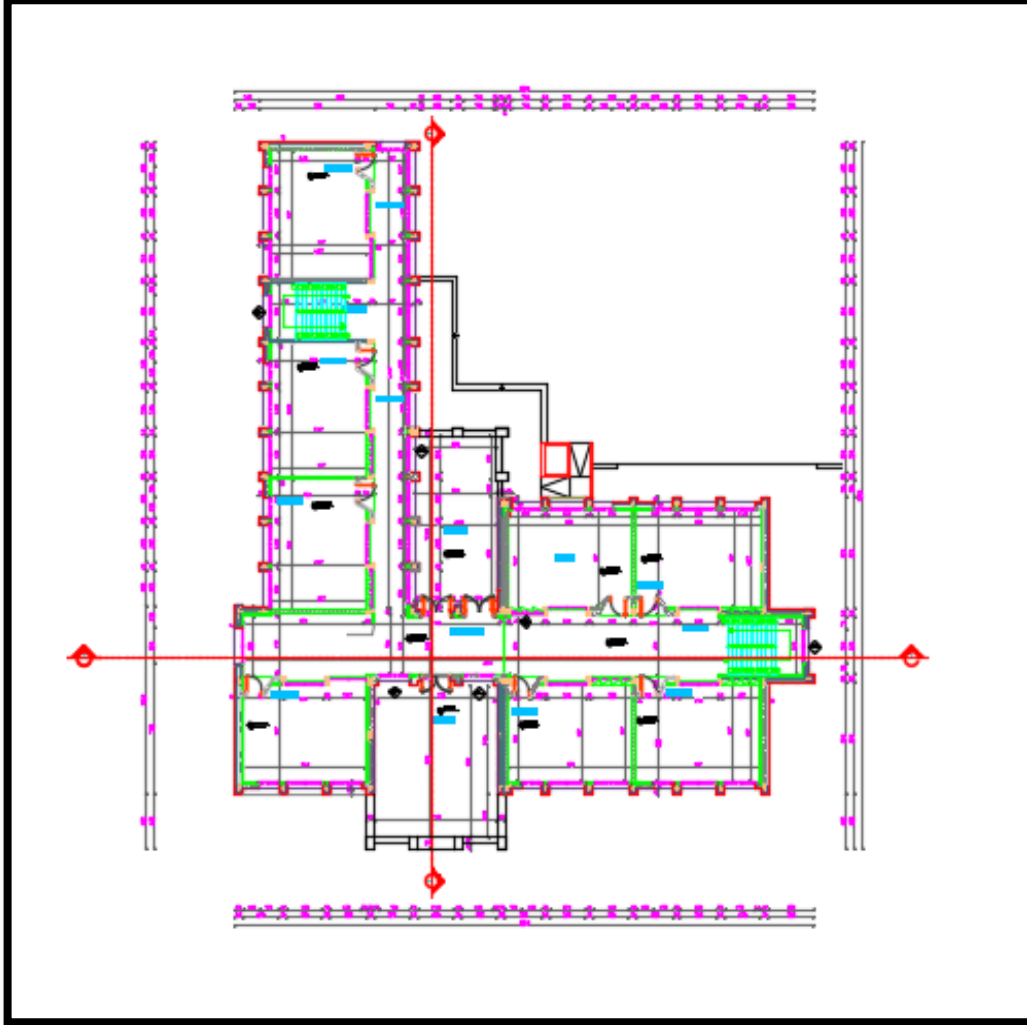
بمنسوب (+3.64m) ومساحة تقدر ب 829.07 متر مربع يتكون من عدة فعاليات : يتكون من اربع غرف صفية ومختبر العلوم وغرفة المرشدة الاجتماعية وغرفة للمعلمات ومسرح .



الشكل (8-2): الطابق الأول

4-4-2- الطابق الثاني

بمنسوب (م+7.28) تقدر مساحته ب 694.62 متر مربع يتكون الطابق الثاني من ست غرف صفية ومكتبة إضافة إلى برندينين .



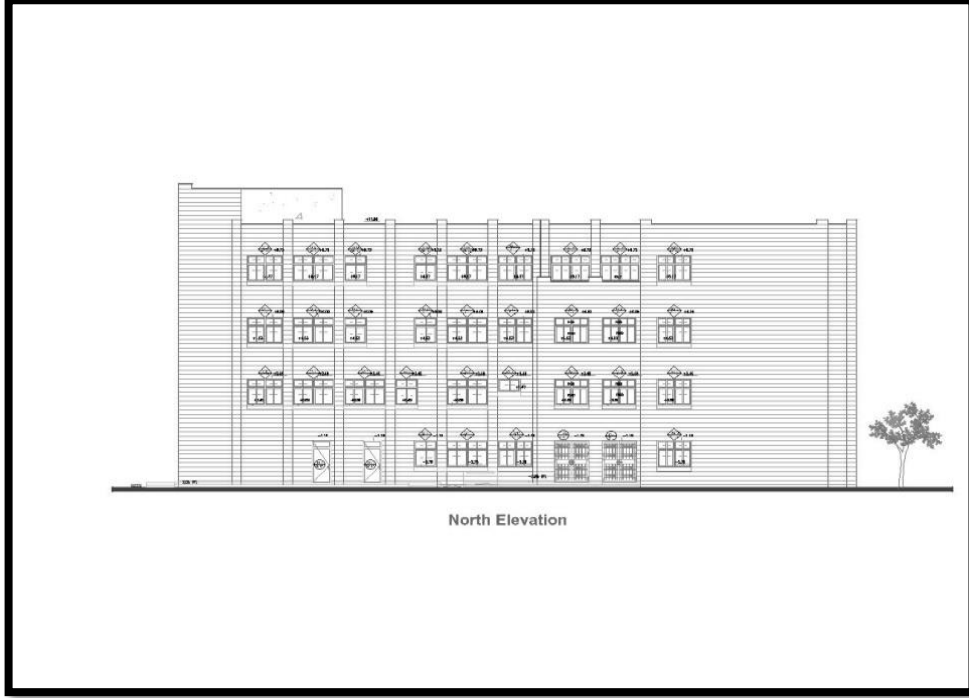
الشكل (2-9): مسقط أفقي للطابق الثاني

5-2- وصف الواجهات

تعرف الواجهات بأنها الوجه الخارجي للمبنى ويتميز أحيانا بتفاصيله المعمارية أو زخرفية وتظهر الواجهات الأداء الوظيفي للمبنى من خلال الفتحات والفراغات التي تعكسها واجهة المبنى وفي هذا المشروع يتكون المبنى من أربع واجهات تم استخدام الحجر الجيري في بنائها .

2-5-1- واجهات المبنى

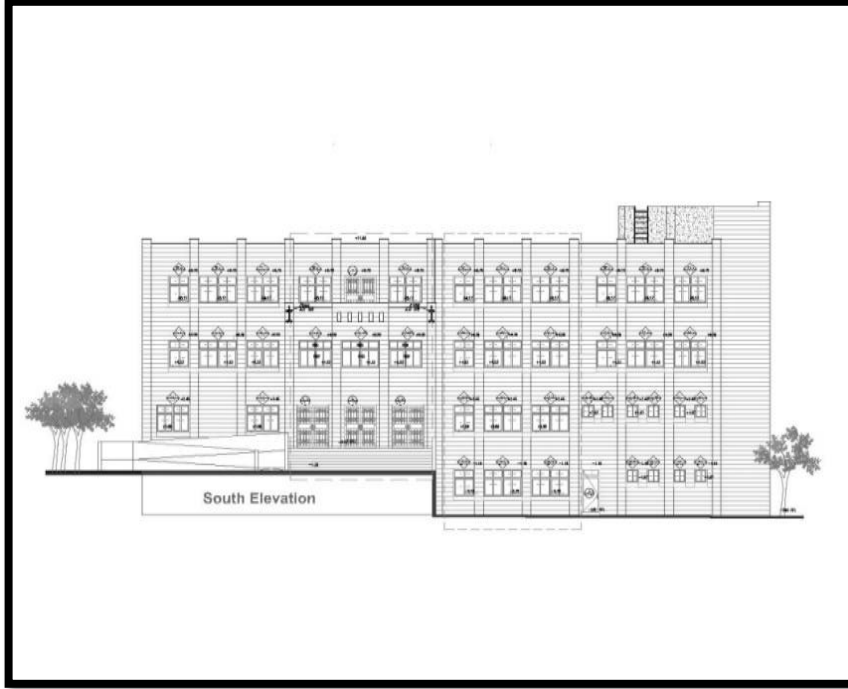
1- الواجهة الشمالية



الشكل (2-10) الواجهة الشمالية للمبنى

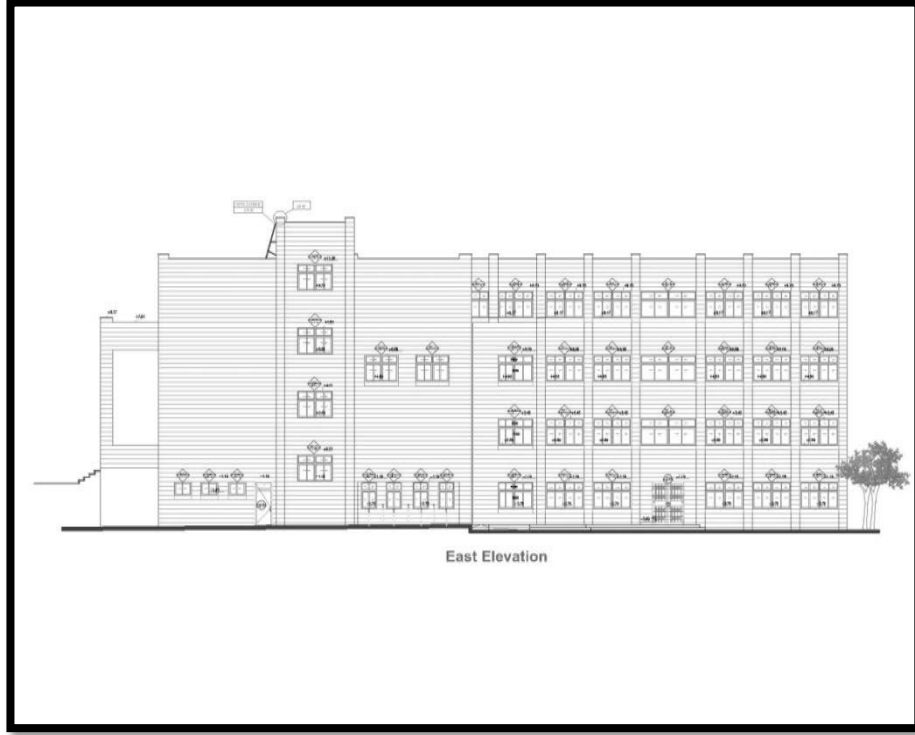
تحتوي هذه الواجهة على عدة فتحات كما انها تبين المدخل الفرعي للمبنى وهو عبارة عن مدخل إلى طابق التسوية .

2- الواجهة الجنوبية للمبنى



الشكل (2-11) : الواجهة الجنوبية

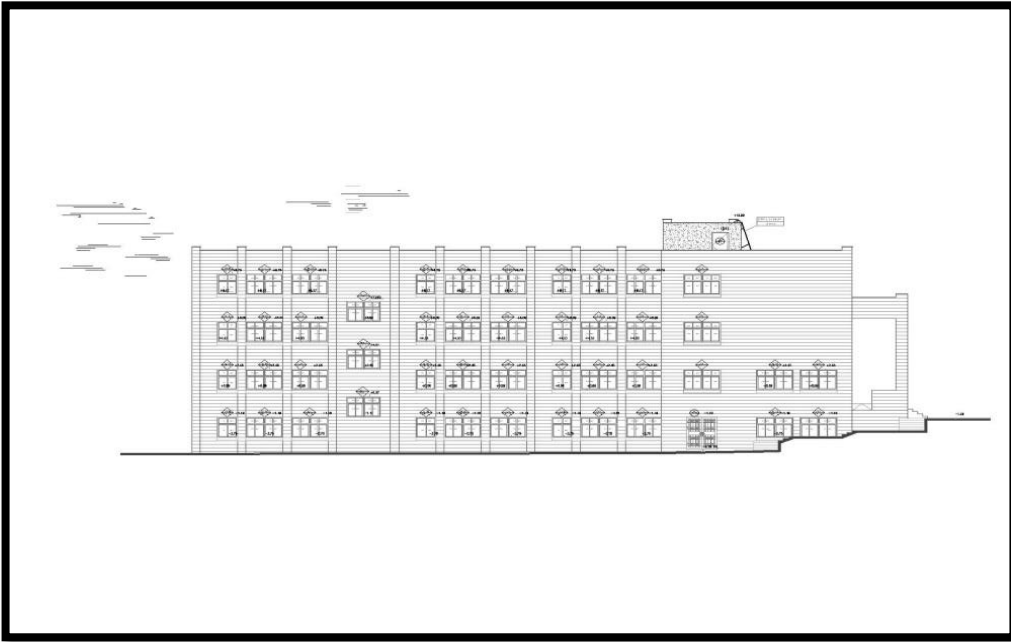
تبين هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى كما أنها توضح الرامب بجانب المدخل الرئيسي



الشكل (12-2): الواجهة الشرقية

توضح هذه الواجهة واجهة بيت الدرج في المبنى كما انها توضح المدخل الفرعي للمبنى

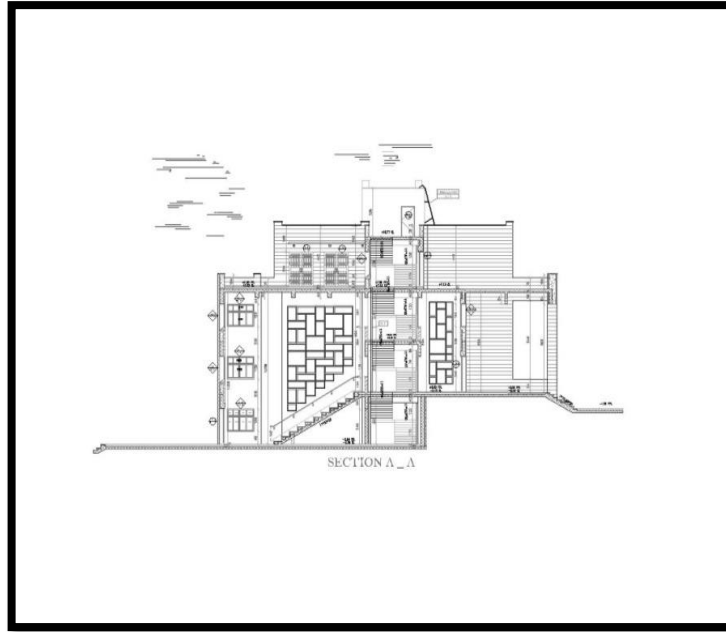
4- الواجهة الغربية للمبنى



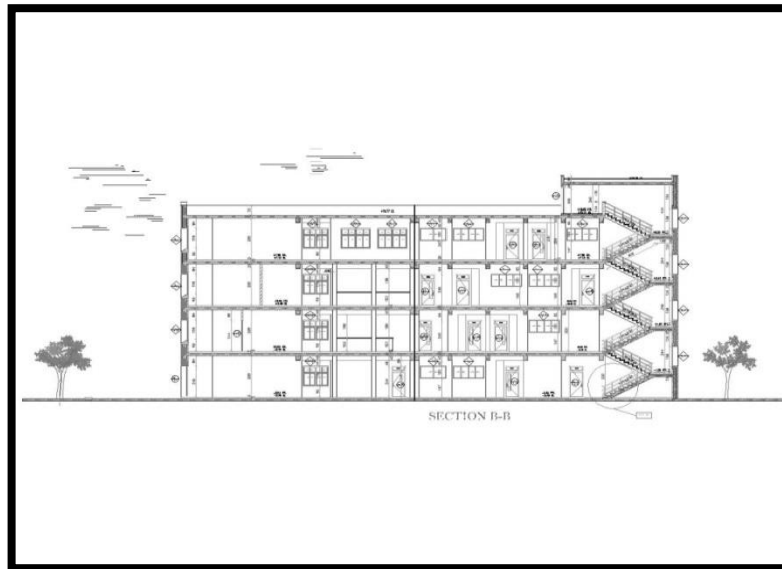
الشكل (13-2) الواجهة الغربية للمبنى

توضح هذه الواجهة المدخل المؤدي إلى البوابة الرئيسية

6-2 - مقاطع المبنى



الشكل (14-2) : المقطع (A-A) للمبنى



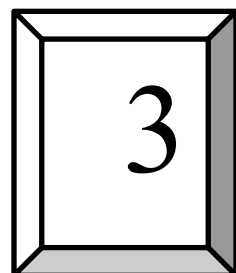
الشكل (15-2) : المقطع (B-B) للمبنى

7-2-المدخل

يحتوي المبنى على عدة مداخل منها : المدخل الفرعي للمبنى من الجهة الشمالية و من الجهة الشرقية و اخر من الجهة الغربية حيث يستطيع الشخص الدخول منها إلى طابق التسوية كما يوجد مدخل للمقصف من الجهة الشمالية ويوجد مدخلين فرعيين تتجه إلى الحمامات ويوجد مدخل رئيسي للمبنى من الجهة الشمالية

8-2 - وصف الحركة

أن الحركة الرأسية داخل المبنى تتم عن طريق الادراج الموجودة في المبنى فهذا من شأنه أن يسهل عملية الحركة الأفقية والرأسية بين الطوابق كما أنه يوجد RAMP بجانب المدخل الرئيسي ليسهل الحركة بسبب اختلاف المناسيب .



الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

1- المقدمة

2- الهدف من التصميم الإنشائي

3- مراحل التصميم الإنشائي

4- الأحمال

5- الاختبارات العملية

6- العناصر الإنشائية في المبنى

3-1- المقدمة

بعد عملية التحليل المعماري للمبنى لا بد من الانتقال الى المرحلة الانشائية والتي بدورها يقوم المهندس الانشائي بتحديد طريقة النظم الانشائية ودراسة اماكن الاعمدة وتحديد النظم الاستاتيكية الابتدائية لمختلف اجزاء المبنى كما يتطلب التصميم الانشائي اختيار العناصر الانشائية للمبنى مع مراعاة قابلية تنفيذها على ارض الواقع بحيث يكون المبنى امن مع مراعاة التصميم المعماري للمبنى .

3-2- الهدف من التصميم الانشائي

يتضمن التصميم الانشائي مجموعة من الاهداف أهمها :

- (1) الامان : حيث يجب ان يلبي المبنى المات في جميع الاحوال ويحقق مقاومة الاحمال التي ستقع على المبنى
- (2) التكلفة الاقتصادية : وهي تحقيق اكبر امان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية
- (3) ضمان كفاءة استعمال المبنى : وهي عبارة عن تجنب اي خلل في المبنى كوجود بعض التشققات وبعض انواع الهبوط التي من شأنها أن تؤدي الى انهيار المبنى مستقبلا

3-3 - مراحل التصميم الانشائي

تتم مراحل التصميم الانشائي للمشروع عبر مرحلتين

المرحلة الاولى : وهي الدراسة الاولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها في المشروع ودراسة النظم الاستاتيكية للمبنى

المرحلة الثانية : تتمثل في التصميم الانشائي لكافة عناصر المشروع

3-4 - الاحمال

تنقسم الاحمال التي يتعرض لها المبنى إلى عدة أقسام :

3-4 -1- الاحمال الميتة

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي يتكون منها المبنى بصورة دائمة وثابتة ومن الأمثلة عليها :

- 1- حمولة الجدران
- 2- حمولة البلاطة الخرسانية
- 3- حمولة الاثاث
- 4- حمولة معدات المنزل (ثلاجة – موقد...)

والجدول (1-3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN /m ³)
1	المونة والقضارة	23
2	الرمل	17
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	البلاط	22

جدول (1-3): يبين الكثافة النوعية للمواد

• أحمال القواطع (partitions) = 1.5 kN/m²

3-4 - 2-الأحمال الحية

هي أحمال متغيرة المقدار ومؤقتة لفترات قصيرة كقوة الرياح والزلازل أو أحمال متحركة كحركة الناس داخل المنشأ وضغط المياه داخل الخزانات.ويمكن الأطلاق عليه الحمل المتحرك،والجدول (2-3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الاردني .

الرقم	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m ²)
1	المدرسة	5
2	الادراج	5

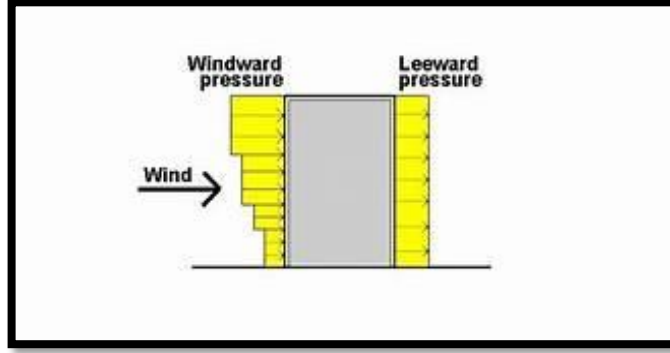
جدول (2-3) الأحمال الحية للمبنى

3-4 - 3- الاحمال البيئية

تكون نتيجة تغير عوامل بيئية معينة كتغير الحرارة ويسمى حملا حراريا قد يسبب التمدد أو الانكماش. وهناك أحمال نتيجة الرطوبة والتلوج والأمواج وغيرها ويمكن اعتبارها من الاحمال الحية وهي كما يلي :

3-4 - 3- أ- أحمال الرياح

تؤثر احمال الرياح على المنشآت بأنواعها الخرسانية منها والفولاذية ويعتمد على :سرعتها وعلى شكل المبنى وأرتفاعه وموقعه الجغرافي ، وسيتم اعتماد الكود الأردني لتحديد أحمال الرياح اعتمادا على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض كما أنه يتم مقاومة هذه الأحمال عن طريق جدران القص الموزعة على المبنى حيث يتم تصميم هذه الجدران مع الأخذ بعين الاعتبار سرعة الرياح في تلك المنطقة .



الشكل (1-3): تأثير أحمال الرياح على المبنى حسب ارتفاع

3-4 - 3- ب- أحمال الثلوج

يتم تحديد حمولة الثلج بناء على الوزن الحجمي للثلج والسماكة الممكنة تجميعها والمرتبطة بالارتفاع عن سطح البحر وانحدار السطح الخاضع لحمولة الثلج ويظهر الجدول أدناه كيفية حساب أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح الأرض .

أحمال الثلوج (KN /M ²)	علو المنشأ عن سطح الأرض (H)(بالمتر)
0	H < 250
(H-250) / 800	500 > H > 250
(H-400) / 320	1500 > H > 500

جدول (3-3) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح الأرض

3-4 - 3- ج- أحمال الزلازل

وهي أحمال أفقية تؤثر على المبنى على شكل موجات تنتج عن اهتزازات أفقية وأخرى رأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية و ترتبط الحمولة الزلزالية بكتلة المبنى الناتجة من الوزن الذاتي أي الأحمال الميتة فكلما زاد وزن المبنى زادت القوى معتمدة (قانون نيوتن $F = Ma$) ويتم مقاومتها في المبنى عن طريق جدران القص الموزعة .

3-5- الاختبارات العملية

قبل عملية التصميم والتحليل الإنشائي لأي مبنى يجب عمل دراسات جيوتقنية للموقع المراد إنشاء المبنى عليه وتتضمن هذه الدراسات تحديد حالة الطبقات والخواص الفيزيائية والميكانيكية للتربة تحت سطح المنطقة المراد العمل بها مع أخذ القيود والصعوبات الموجودة بعين الاعتبار والحصول على معظم معلومات الموقع وبأقل تكلفة ممكنة، أكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى .



الشكل (2-3) : أحد الاختبارات العملية للتربة

3-6- العناصر الإنشائية في المبنى

يعتبر المبنى بمجمله مجموعة من احمال الجاذبية الناتجة عن اوزان عناصره المختلفة الثابت منها والمتغير اضافة الى قوى أخرى كقوى الجاذبية الناتجة عن الرياح والاهتزازات الناتجة عن الزلازل. يتصرف المبنى كأى جسم تؤثر عليه مجموعة من القوى، فالمعروف في علم الميكانيكا ان القوى لها نوعين من التأثير على الاجسام:

1- خارجيا: تعمل على تحريكه او دورانها او كليهما.

2- داخليا: تتطور في العناصر الإنشائية انواع من الاجهادات المختلفة التي قد تطيح بهذه العناصر اذا لم يحسن تصميمها، ومن هنا جاء دور العناصر الإنشائية في تحمل هذه القوى ونقلها من عنصر الى الأخرالى أن تنتهي بتفريقها في الارض وبذلك يكتسب المبنى الاتزان والاستقرار ومن الأمثلة على العناصر الإنشائية :

3-6-1- العقودات

استعمل الانسان منذ القدم ما توفر في بيئته من مواد لبناء الاسقف فقد استعمل الطين وجذوع الاشجار في بناء الاسقف المنبسطة , كما انه استعمل الحجارة والطين في بناء الاسقف المقبية , وفي المناطق التي يغزر فيها سقوط الامطار وجد ان الاسقف المائلة انجح من المنبسطة في التخلص من الماء فاستعمل جذوع الاشجار والاعصان والاعشاب الجافة.

مع اكتشاف مادة الخرسانة تطورت بلاطة الاسقف لتصبح اكثر قوة وديمومه خاصة مع استعمال الحديد لتسليح الخرسانة وجعلها قادرة على مقاومة اجهادات الشد. لقد اصبحت الخرسانة المسلحة الاكثر شيوعا في بناء اسقف البنايات الحديثة حيث يمكن صبها في الموقع او استعمال العناصر الخرسانية المسبقة التصنيع .

يوجد نوعين من العقودات :

1- العقودات المصمتة (SOLID SLAB) وتقسم إلى :

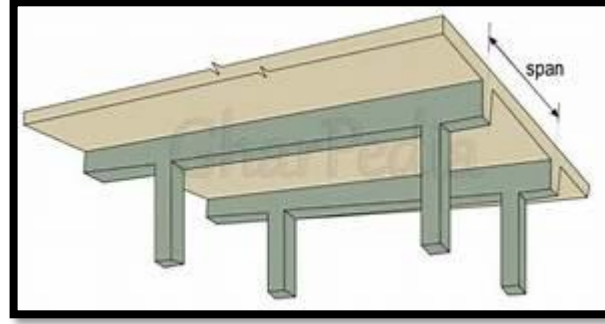
- العقودات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slab)
- العقودات المصمتة ذات الاتجاهين (Two Way Solid Slab)
- Flat plate slabs

2- العقودات المفرغة (ribbed slab) وتقسم إلى :

- عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (one way ribbed slab)
- عقود العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab)

3-6-1- أ - العقودات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slab)

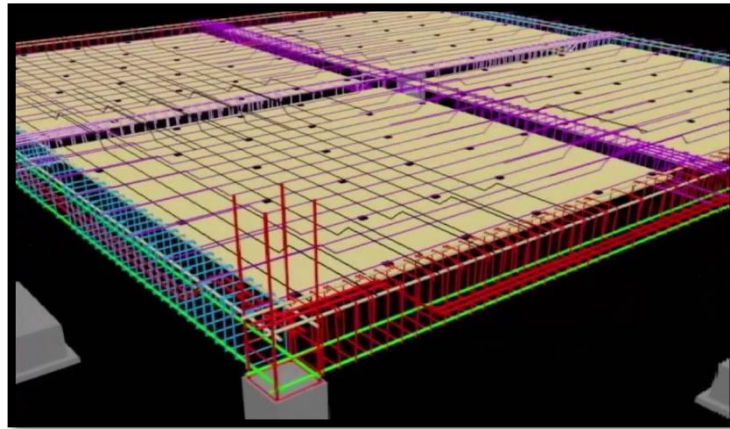
وتستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية ، وذلك تجنباً لحدوث الاهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة .



الشكل (3-3) : عقدة مصمتة ذات اتجاه واحد

3-6-1 ب - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين

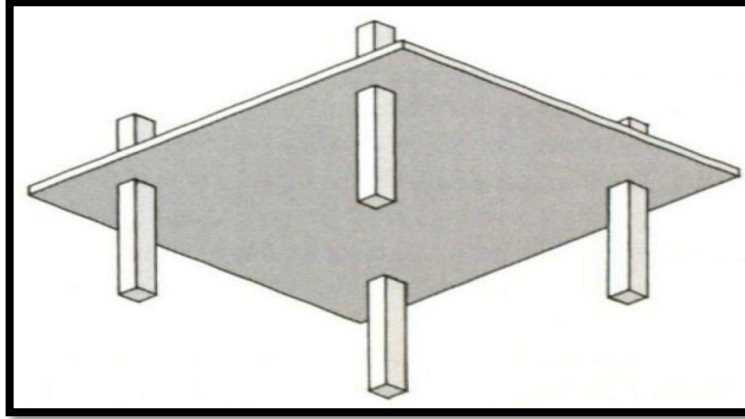
وهي التي يساهم فيها كلا الاتجاهين في نقل الأحمال ولكن الاتجاه الأقصر له نصيب أكبر من الأحمال



الشكل (4-3) : عقدة مصمتة ذات اتجاهين

Flat plate slab- ج -1 -6 -3

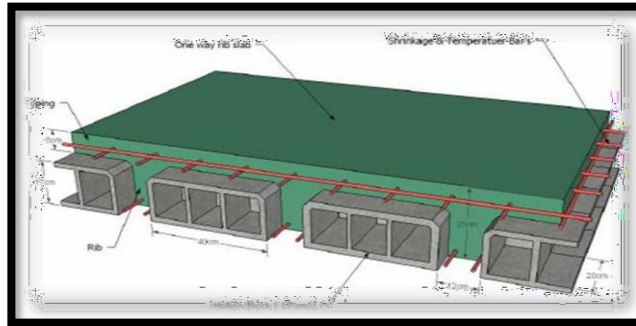
وهي بلاطة باتجاهين ذات سمك ثابت تستند على الأعمدة مباشرة، وتستعمل إذا كانت الأعمدة موزعة بطريقة غير منتظمة حيث تنتقل الأحمال منها إلى الأعمدة مباشرة .



الشكل (3-5) : Flat plate

3-6-1-د- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

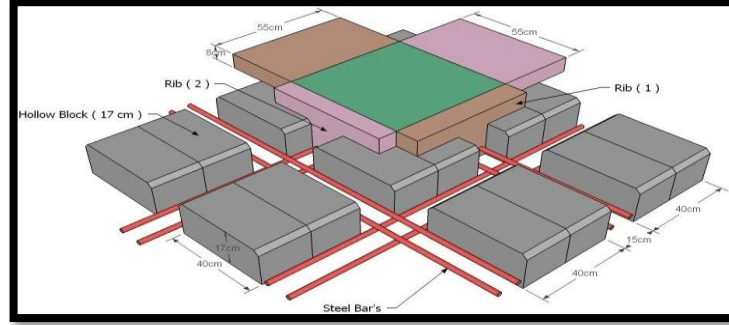
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاط وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد



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

3-6-1 هـ - عقدات العصب ذات الاتجاهين

يكون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين.

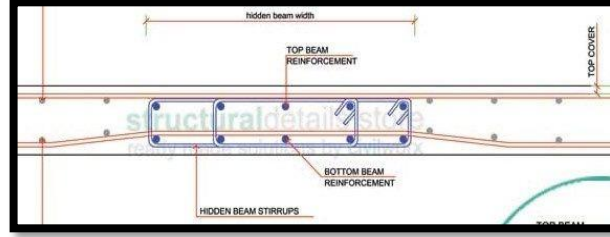


الشكل (7-3): عقدة العصب ذات الاتجاهين

3-6-2 الجسور

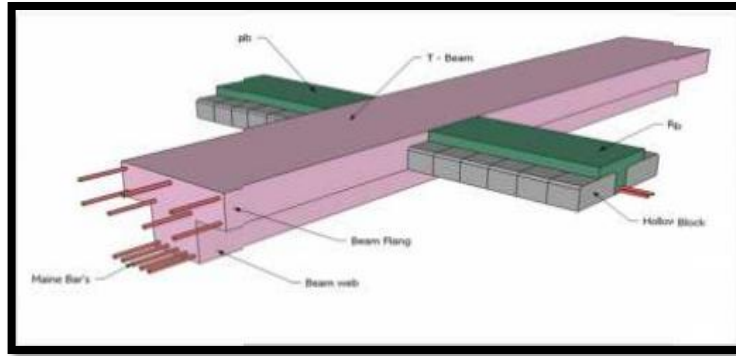
وهي عناصر إنشائية أساسية تقاوم الأحمال المطبقة عليها وتقوم بنقلها من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ، إن الأحمال والقوى المؤثرة على تؤدي إلى إنتاج قوى القص والعزم داخل الجسر وهذا بدوره يؤدي إلى إنتاج الاجهادات والانحناءات للجسر ، وهي نوعين :

1- جسور مسحورة يكون ارتفاعها مساوي للارتفاع العقدة



الشكل (8-3) : جسر مسحور (Hidden Beam)

2-الجسور المدلاة (Dropped beam) : وهي التي يكون سماكتها أكبر من سماكة العقدة

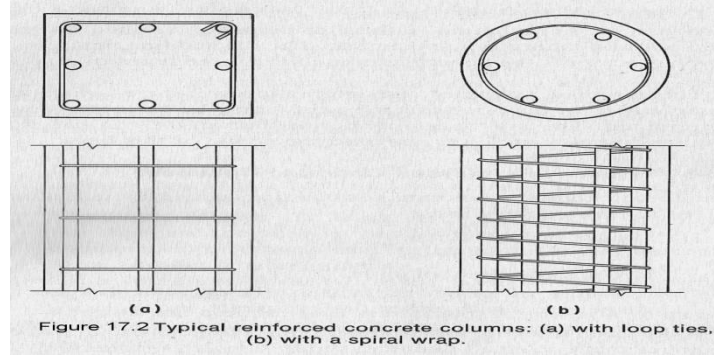


الشكل (9-3) : Dropped beam

3-6-3- الأعمدة

تعتبر الأعمدة عنصراً أساسياً في عملية الإنشاء ، ويستعمل لدعم مختلف العناصر الإنشائية الموجودة فوقه أو أسفله، ولحماية المبني وزيادة مقاومته للعوامل الطبيعية مثل الزلازل، كما أنه يزيد من رونق المبني.

وهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية.



الشكل (10-3): أنواع الأعمدة

3-6-4- الأساسات

هي الجزء السفلي للبناء الهندسية ودورها هو رفع حمولات البناء وضمان تثبيتها علي الأرض، تكون الأسس عادة داخلية في الأرض علي عمق مناسب للبناء ويتم اختيار الأساس وفقا لنوع البناية وأسلوب التصميم وقدرة تحمل التربة لذلك يجب أن يتوفر في تربة البناء أربعة شروط:

1-المتانة : الأسس هي العنصر الحامل لكامل الأوزان والحمولات الشاقولية الناجمة عن أوزان عناصر المنشأ وعلى استناد كامل على سطح التربة وذلك يستوجب صلابة ومتانة حتى لا ينهار الأساس تحت تأثير الأوزان.

2-التوازن: حتي لا يحدث فيها انزلاقات نتيجة انزياح الكتل الترابية فيها أو انهيارها عندما لا يكون مستقرا

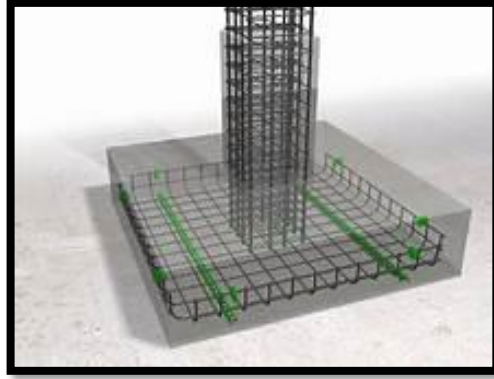
3-الثبوتية: حتي لا يكون هناك انحراف أو فجوات داخلية بتأثير حث الماء فيها

4-الاستمرارية: حتي لا يحدث فيها تغيرات وتشوهات كبيرة في حجمها

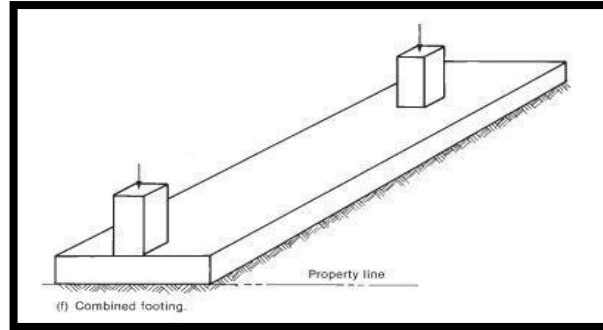
3-6-4-1 – أنواع الأساسات

- 1- الاساس المنفرد Isolated Footing
- 2- أساسات مزدوجة Compound footing
- 3- أساسات شريطية strip footing

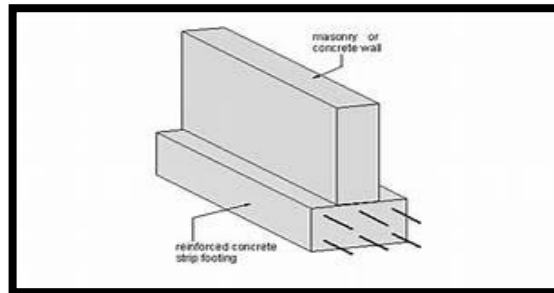
❖ ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظراً لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض



الشكل (11-3): الأساس المنفرد



الشكل (12-3): الأساس المزدوج

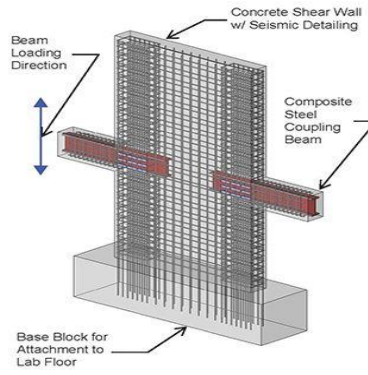


الشكل (13-3): الأساس الشريطي

3-6-5 - جدران القص (shear wall)

نظام إنشائي يستخدم في الأبنية العالية لمقاومة الأحمال الناتجة من دفع الرياح أو من الحركات الزلزالية، إضافة إلى الأحمال الشاقولية الأخرى. قد تكون الجدران مصممة أو حاوية على فتحات، وذلك حسب الوظيفة المعمارية التي يؤديها الجدار. إن الفتحات تزيد من تعقيد الحمل الإنشائي وخاصة في الحالات التي يكون فيها هذه الفتحات غير متناظرة أو غير متكررة أو غير منتظمة.

وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى.

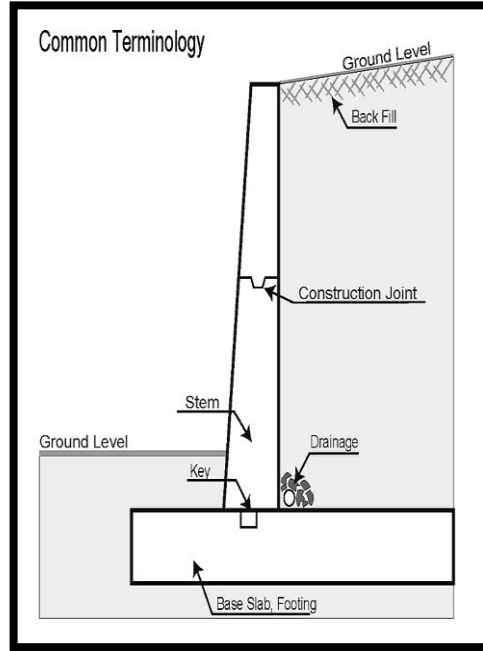


الشكل (3-14): جدار قص

3-6-6 - الجدران الاستنادية

يصمم ويُبنى لمقاومة الضغط الجانبي للتربة عندما يكون هناك تغيير في ارتفاع الأرض التي تتجاوز زاوية الراحة للتربة في المنحدرات غير الطبيعية. يتم استخدامه في المناطق المختلفة التضاريس أو في المناطق التي يحتاج تنسيق الحدائق فيها إلى أن يتشكل بقوة وبطريقة هندسية لأغراض أكثر تحديدا مثل زراعة التلال. وهناك عدة أنواع من الجدران الاستنادية؛

هي الكابول Cantilever والجاذبية Gravity والصفائح Sheet piling والراسية Anchored



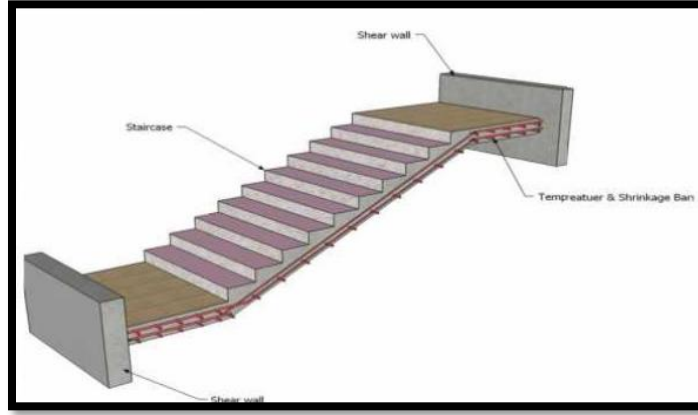
الشكل (3-15): مقطع في الجدار الاستنادي

7-6-3 - الأدرج

هو سلسلة من الدرجات التي تكون وسيلة اتصال بين الطابق والأخر. أو مجموعة من الدرج مكونة لمستوي مائل الغرض منه الوصول بسهولة من طابق إلي آخر. وتوضع السلالم في مكان يخصص لها في المبني يعرف اصطلاحا ببئر السلم. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد.

يوجد عدة انواع من الدرج مثل :

- 1- الدرج ذو الشاحط أو الشاحطين أو الثلاث شواط
- 2- الدرج المروحي
- 3- الدرج الدائري



الشكل (16-3) : مقطع من الدرج

8- 6-3 - الفواصل (joints)

نظرا لأن الخرسانة عبارة عن مادة تتصلب بسرعة بعد صبها ثم تتصلد وبذلك لا يمكن إجراء إعادة الصب وعملية لحام لها. كما أنها كمادة إنشائية معرضة للتمدد والانكماش لذلك يستلزم عمل وصلات (Joints) تختلف هذه الوصلات من حيث أماكنها ووظيفتها في المنشأ.

أنواع الفواصل :

- 1- فواصل تمدد
- 2- فواصل هبوط
- 3- فواصل صب

6-3- 8- 1 - فواصل التمدد (expansion joints)

هو أحد فواصل الانكماش ، الغرض من عمل فواصل التمدد للمباني هو التحكم في الشقوق التي تحدث للخرسانة ولخفض مقاومة التمدد والانكماش في الخرسانة نتيجة لعوامل الطبيعة وتأثير البيئة.

ويجب اختيار الأماكن المناسبة لفواصل التمدد الراسية في المباني والتي من الممكن أن تظهر فيها الشروخ بسبب قوة الشد

الأفقية Horizontal stress

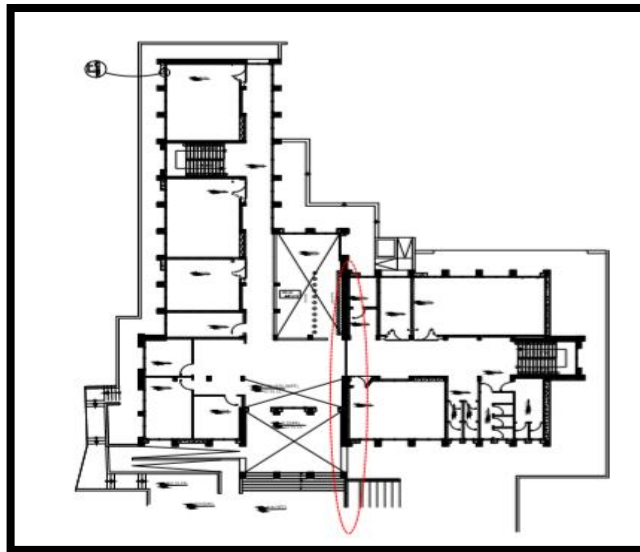
وتحدد المسافة بين فاصل تمدد وآخر بناء علي توقع تمدد حائط مبني أو جزء منه ومقاومة تصميم الحائط لقوة الشد الأفقية وأماكن تواجد الفتحات في الحائط .. أبواب شيايبك ... الخ

عرض فاصل التمدد 2سم والمسافة الأفقية في المباني الخرسانية تتراوح بين 40 إلى 60 م مع مراعاة عمل فواصل أخرى في أجزاء المباني الغير متكافئة في الوزن , والبعد الأفقي بين فاصل تمدد وآخر للأسوار المستمرة 12 م . وفي بعض المواصفات مثل البريطانية كل 30 متر



الشكل (17-3): فاصل تمدد منفذ

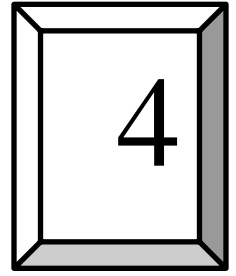
❖ تم استخدام فاصل تمدد واحد في مبنى المدرسة



الشكل (18-3): فاصل تمدد في مبنى المدرسة

الفصل الرابع

Structural Analysis & Design



4.1 Introduction

4.2 Design method and requirements

4.3 the minimum thickness of structural member

4.4 Design of Topping

4.5 Design of RIB3

4.6 Design of Beam2

4.7 Design of column27

4.8 Design of single footing

4.9 Design of stair

4.10 Design of Basement wall

4.11 Design of shear wall

4.1 Introductio

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others. Reinforced concrete (RC), also called reinforced cement concrete (RCC), is a composite material in which concrete's relatively low tensile strength and ductility are counteracted by the inclusion of reinforcement having higher tensile strength or ductility.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension. Concrete consists of a cement and stone aggregate mixture that forms a rigid structure with the addition of water. When steel that has a high tensile strength is embedded in concrete, the composite material withstands compression, bending, and tensile stresses. Such a material can be used for making any size and shape, for utilization in the construction. The project consists of several structural elements that should be designed according to the ACI code, using the finite element method by means of computer software such as “ATIR”, “SAFE”, and “ETABS” for analysis and design.

4.2 Design method and requirements

ACI_code (318) is the code I use its requirements and assumptions to calculate the design strength provided by a member.

4.2.1 Strength design method

In the strength design method (formerly called ultimate strength method), the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be "imminent" This load is called the factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when the factored load is acting. The

computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete. The strength design method is expressed by the following.

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

4.2.2 Factored loads:

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

$$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$W_u = 1.4 \text{ DL}$$

NOTE:

$f_c = 24 \text{ Mpa}$.

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

concrete B300 will be used at design and calculations.

4.3 the minimum thickness of structural member:

— Minimum thickness of nonprestressed beams or one-way slabs unless deflections are calculated according to table 4.1

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

Table (4.1): Minimum thickness of structural members

4.3.1 Thickness of one way ribbed slab

For one end continuous : $l/18.5 = 5 / 18.5 = 0.27\text{m}$

For both end continuous: $l/21 = 4.05 / 21 = 0.214 \text{ m}$

Select $h = 28 \text{ cm}$

assume $h = 28 \text{ cm}$

▸ **with 20 cm block and 8 cm topping**

▸ $b_w = 120 \text{ mm}$

▸ $h = 280 \text{ mm}$ ▸ $t = hf = 80 \text{ mm}$

4.4 Design of Topping

$b_w = 120 \text{ mm}$

$h = 280 \text{ mm}$

$t = hf = 80 \text{ mm}$

4.4.1 Calculation of Dead load of topping

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of 1 meter width and span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

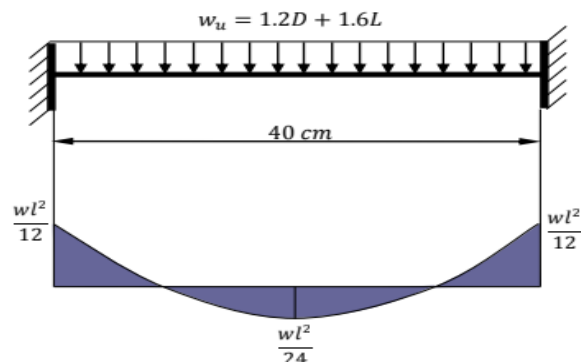


Fig (4.3):topping load and moment diagram

Parts of Rib	Quality Density KN/m ³	Calculation
Topping	25	25*0.08*1=2 KN/m.
Tiles	22	22*0.03*1=0.66 KN/m.
Mortars	23	23*0.03*1=0.69 KN/m.
Sand	17	17*0.07*1=1.19 KN/m.
Partition		1.5*1=1.5 KN/m.

Table (4-3): Dead load calculation for topping

- Total Dead Load = 2+0.66+0.69+1.19+1.5 =6.04 KN/m

- Live Load = 5* 1 = 5 KN/m.

- Wu = 1.2 DL + 1.6 LL = 1.2*6.04 +1.6*5 =15.248 KN/m.

- Mu = $\frac{Wu \cdot l^2}{12} = \frac{15.284 \cdot 0.4^2}{12} = 0.2033 \text{ KN. m}$

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m$$

$$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 \cdot 80^2}{6} = 1066666.667 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_m = 0.42 \cdot 1 \cdot \sqrt{24} \cdot 1066666.667 \cdot 10^{-6} = 2.2 \text{ KN. m}$$

- $\phi M_n = 0.55 \cdot 2.2 = 1.207 \text{ KN. m}$

- $\phi M_n > M_u$ ▸ No reinforcement is required ,so shrinkage and temperature reinforcement must be provided

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot t = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 80 = 144 \text{ mm}^2 / 1 \text{ m.}$$

▸ Use $\phi 8$ with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$.

▸ number of bars = $144 / 50.27 = 2.86 \approx 3$

Take 3 ϕ 8 with $A_s = 150.81 \text{ mm}^2/\text{m}$

• Spacing = $1000/3 = 333.33 \text{ mm}$

Check for max. Spacing between bars

1- $S = 3h = 3 * 80 = 240 \text{ mm}$ Control

2- $S = 450 \text{ mm}$.

3- $S = 380(280/f_s) - 2.5 \text{ concrete cover} =$

$$F_s = \frac{2}{3} f_y = \frac{2}{3} * 420 = 280 \text{ KN.}$$

concrete cover = 20 mm

$$S = 380 (280/280) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

4- $S = 300(280/f_s) = 300 (280/280) = 300 \text{ mm}$

Use $S = 200 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 240 \text{ mm}$

• use 3 ϕ 8/20 cm in both direction

Check shear strength:

$$V_u = \frac{qu * l}{2} = \frac{15.248 * 0.4}{2} = 3.0498 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49 \text{ KN}$$

$\phi * V_c > V_u$ No shear reinforcement is required

4.5 Design of one way Rib slab (R3) at ground floor slab

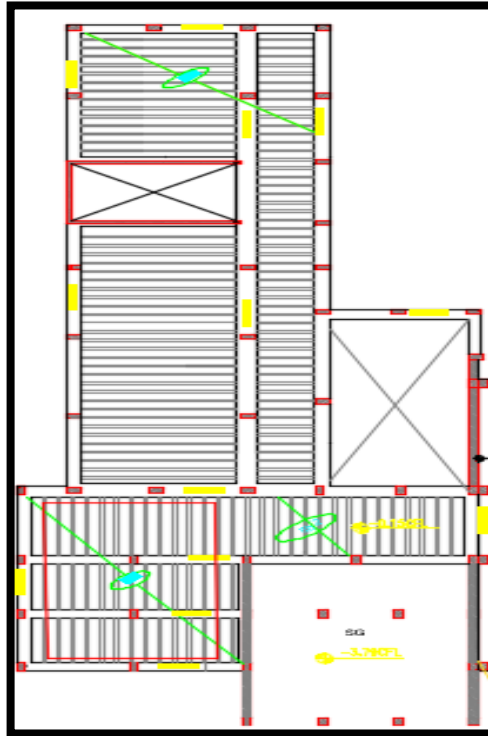


Fig (4.4): location of R3 at the ground floor slab

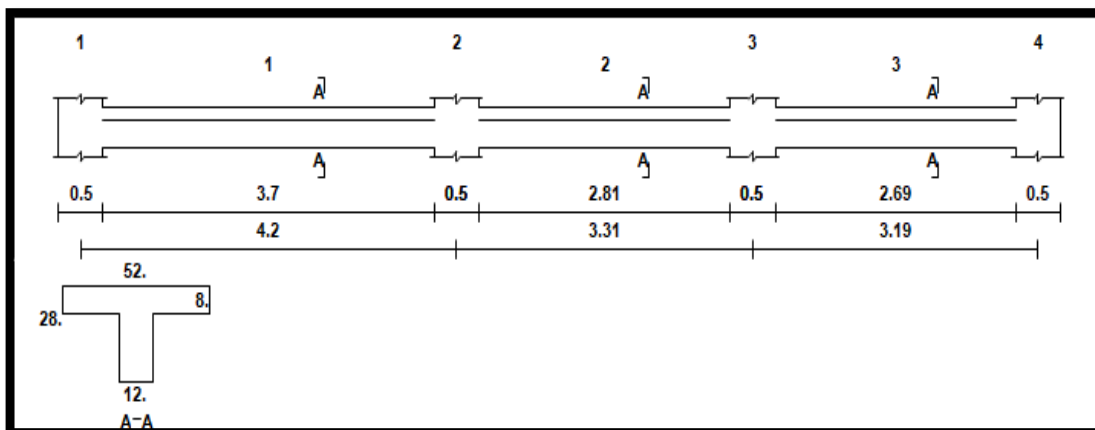


Fig (4.5): Geometry of Rib3.

4.5.1 calculation of b_e effective

ACI-318-14 (6.3.2)

1- $b_{eff} \leq \frac{l}{4} = \frac{3.36}{4} = 0.84m.$

2- $b_{eff} \leq b_w + 16 t_f = 1.2 + 16 * 0.8 = 1.4m .$

3- $b_{eff} \leq$ center to center spacing between adjacent beams $= 0.52m \dots\dots$ control

4- $b_{eff} \leq b_w + 1/2$ clear distance to the next beam web
 $= 1.2 + 1/2 * 15.7 = 9.05 m$

4.5.2 rib load calculation

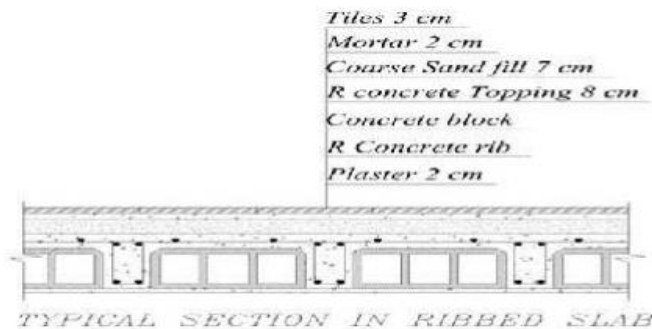


Fig (4.6):Typical Section at Ribbed Slab.

Material	Quality Density (KN/m ³)	calculation
Tiles	22	$22 * 0.03 * 0.52 = 0.3432 \text{ KN/m}$
Mortar	23	$23 * 0.03 * 0.52 = 0.3588 \text{ KN/m}.$
Coarse Sand Fill	17	$17 * 0.07 * 0.52 = 0.6188 \text{ KN/m}$
Block	10	$10 * 0.2 * 0.4 = 0.8 \text{ KN/m}$
Rib	25	$25 * 0.2 * 0.12 = 0.6 \text{ KN/m}$
Topping	25	$25 * 0.08 * 0.52 = 1.04 \text{ KN/m}$
Plaster	23	$23 * 0.02 * 0.52 = 0.2392 \text{ KN/m}$
Partition		$1.5 * 0.52 = 0.78 \text{ KN/m}$

Table (4-4): Calculation of the total dead

load for one-way rib slab.

Total dead load =4.78 KN/m

Live load =5*0.52 = 2.6 KN/m

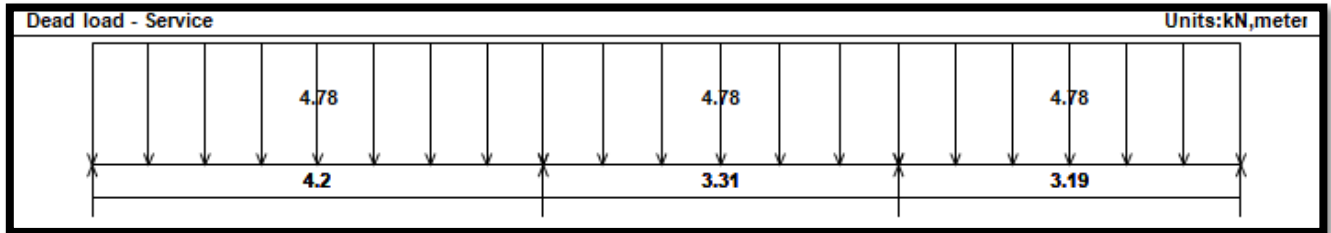


Fig (4.7):Dead load in the rib.

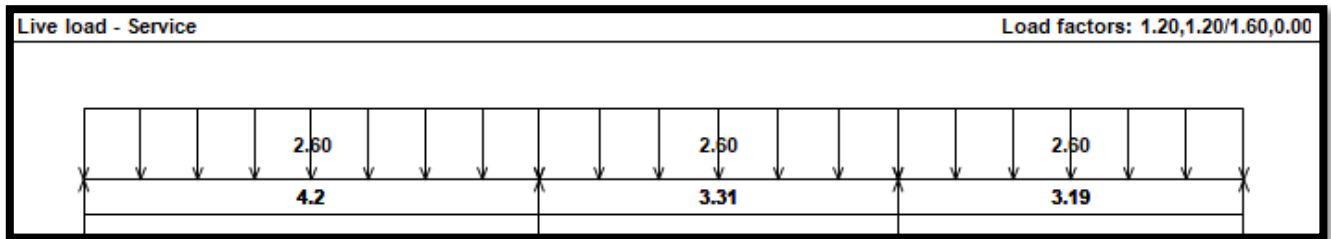


Fig (4.8):live load in the rib.

Check rectangular section or T-section:

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

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

Assume diameter of bar $\emptyset 12$

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

$$= 280 - 20 - 10 - \left(\frac{12}{2}\right) = 244 \text{ mm}$$

Max Mu =15.2 KN. m

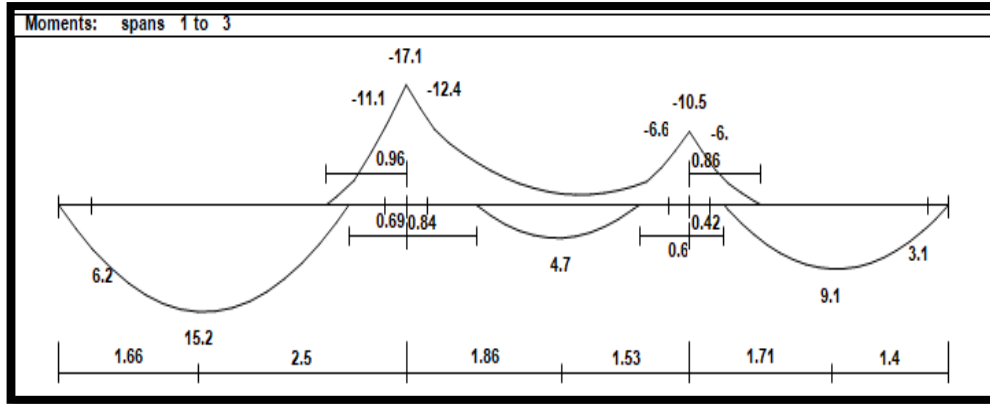


Fig (4.9):Moment diagram of Rib

$$M_{n_f} = 0.85 * f_c * b_f * t_f * (d - \frac{t_f}{2})$$

$$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.244 - \frac{0.08}{2}) = 173.12 \text{ KN. m}$$

$$\Phi * M_{n_f} = 0.9 * 173.12 = 155.8 \text{ KN. m} > M_u \text{ max}$$

▸ design as a rectangular section

4.5.3 Design Rib (3) For Flexure

1- Design for positive moment

A) Span1 ;

$$M_u^+ = 15.2 \text{ KN. m}$$

$$d = 244 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{15.2}{0.9} = 17 \text{ KN. m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{17 \cdot 10^6}{520 \cdot 244^2} = 0.549 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 0.549}{420}} \right)$$

$$= 0.00134$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00134 \cdot 520 \cdot 244 = 170 \text{ mm}^2$$

Check of $A_{s \text{ min}}$

• Large value of $A_{s \text{ min}}$ will be controlled

$$1- A_{s \text{ min}} = \frac{1}{4 \cdot f_y} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1}{4 \cdot 420} \cdot \sqrt{24} \cdot 120 \cdot 244 = 85.38 \text{ mm}^2$$

$$2- A_{s \text{ min}} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1.4}{420} \cdot 120 \cdot 244 = 97.6 \text{ mm}^2$$

► **97.6 mm² will be controlled**

$$A_{s \text{ min}} < A_{s \text{ req}}$$

► Use 2 Ø 12 with $A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 170 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

ACI-318-14 (9.3.3)

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 8.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.9}{0.85} = 10.53 \text{ mm} \quad \times \text{ Note: } f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_t = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{244-10.53}{10.53}\right) = 0.066 > 0.005 \dots \text{ Ok } \dots \Phi = 0.9$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 8.955 * 520 * (244 - 8.955/2) = 20.4 \text{ KN. m} > M_u$$

b) Span2 ;

$$M_u^+ = 4.7 \text{ KN. m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{4.7}{0.9} = 5.2 \text{ KN. m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{5.2 * 10^6}{520 * 244^2} = 0.167 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.167}{420}}\right) = 0.0004$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.0004 * 520 * 244 = 50.95 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ min}} = 113.6 \text{ mm}^2$$

► Use **2 Ø 12** with $A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 113.6 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a=8.9 \quad \dots\dots\dots \quad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.9}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 * \left(\frac{d-t-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{244-10.53}{10.53}\right) = 0.066 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 8.955 * 520 * (244 - 8.955/2) = 20.47 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_u$$

c) Span3

$$M_u^+ = 9.1 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{9.1}{0.9} = 10.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{10.11 * 10^6}{520 * 244^2} = 0.326 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.326}{420}}\right) = 0.000788$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.000788 * 520 * 244 = 99.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ min}} = 113.6 \text{ mm}^2$$

► Use **2 Ø 12** with $A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 113.6 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 8.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.9}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{244-10.53}{10.53}\right) = 0.066 > 0.005 \dots \text{Ok} \dots \phi = 0.9$$

$$\phi * M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 8.955 * 520 * (244 - 8.955/2) = 20.47 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_u$$

Design of Negative moment

1) $M_u^- = 12.4 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{12.4}{0.9} = 13.78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{13.788 * 10^6}{520 * 244^2} = 0.445 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.445}{420}}\right)$$

$$= 0.001$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.001 * 520 * 244 = 136 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}}$$

► Use 2 Ø 12 with $A_s = 226.2\text{mm}^2 > A_{s\text{ req}} = 116.45\text{mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 8.9\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.9}{0.85} = 10.536\text{mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{244-10.53}{10.53}\right) = 0.066 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi.M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 8.955 * 520 * (244 - 8.955/2) = 20.4\text{KN.m} > M_u$$

2) $M_u = 6.6\text{KN.m}$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{6.6}{0.9} = 7.33\text{KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{7.33*10^6}{520*244^2} = 0.236\text{Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*0.236}{420}}\right)$$

$$= 0.00056$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00056 * 520 * 244 = 72 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ min}} = 113.6 \text{ mm}^2$$

► Use 2 Ø 12 with $A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 113.6 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 8.955 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.955}{0.85} = 10.536 \text{ mm}$$

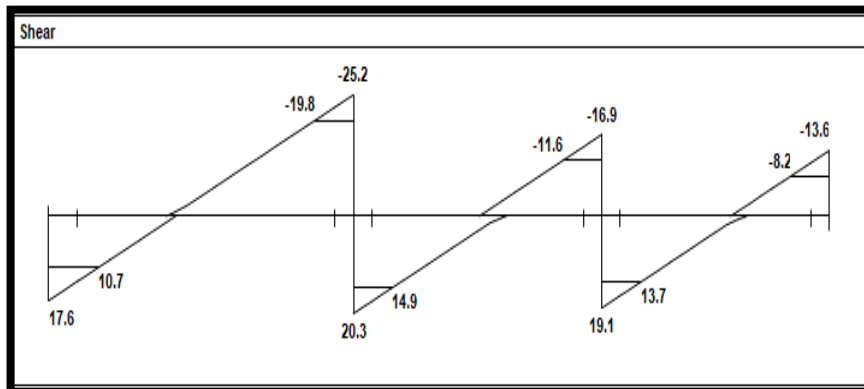
$$\epsilon_t = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{244-10.53}{10.53}\right) = 0.066 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi.M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 8.955 * 520 * (244 - 8.955/2) = 20.4 \text{ KN. m} > M_u$$

4.5.4 Design of shear for Rib (R3) Vc

The shear provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams .



Fig(4.10): shear diagram of Rib3

$$V_{ud} = 19.8 \text{ KN.}$$

$$1.1 * \Phi V_c = 1.1 * \Phi * \frac{\sqrt{f_c}}{6} * b_w * d$$

$$= 1.1 * 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.244 * 10^3 = 19.72 \text{ KN}$$

Region 2

$$\frac{\Phi v_c}{2} < V_u \leq 1.1 \Phi v_c$$

$$V_u \leq 1.1 \Phi v_c$$

$$19.8 \leq 23 \text{ KN}$$

Region 2 is satisfied

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{b_w}{3f_y} = \frac{120}{3 * 420} = 0.095 \dots \text{control}$$

$$\geq \frac{\sqrt{f_c} b_w}{16 f_y} = \frac{\sqrt{24} * 120}{16 * 420} = 0.087$$

try $\emptyset 10$.2 legs

$$\frac{A_v}{s} = 0.095 \rightarrow \frac{2 * 78.5}{s} = 0.095 \rightarrow s = 1653.7 \text{ mm}$$

$$\geq 600 \text{ mm}$$

$$\geq \frac{d}{2} = \frac{244}{2} = 122 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Use s = 15 cm \rightarrow Use 2 legs stirrups $\emptyset 10 @ 15 \text{ cm}$

4.6 Design of Beam

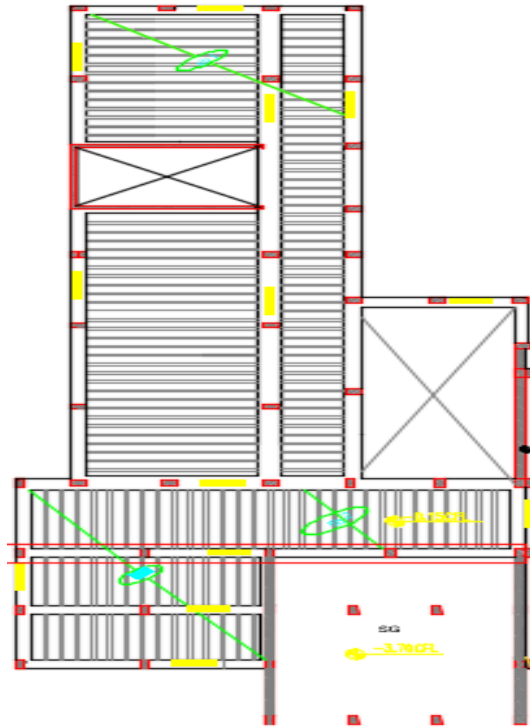


Fig (4.11): the location of beam 2 at the ground floor

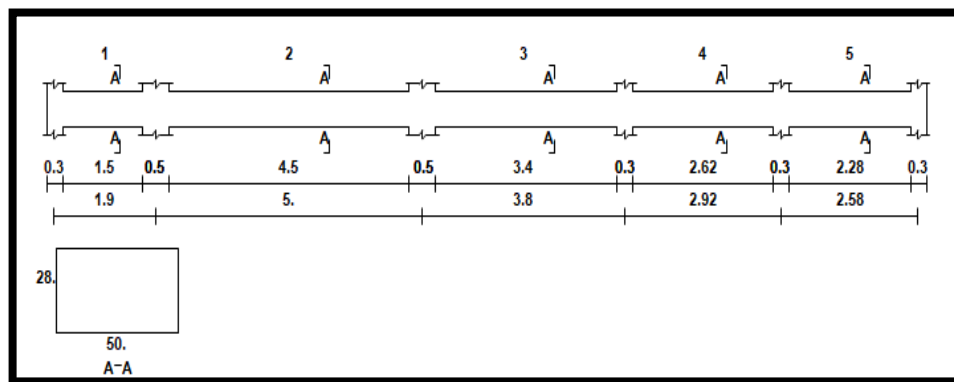


Fig (4.12): the geometry of beam at the ground floor

4.6.1 Determine thickness of beam

• For one end continuous : $l/18.5 = 2.58/18.5 = 13.9$ cm

•For both end continuous $5/21 \approx 4.05 / 21 \approx 23.8 \text{ cm}$

$\Rightarrow B = 500\text{mm}$

$\Rightarrow h=280\text{mm}$

$\Rightarrow d=h- \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - db/2$

$$= 280-40-10-18/2=221 \text{ mm}$$

4.6.2 Determination of Loads

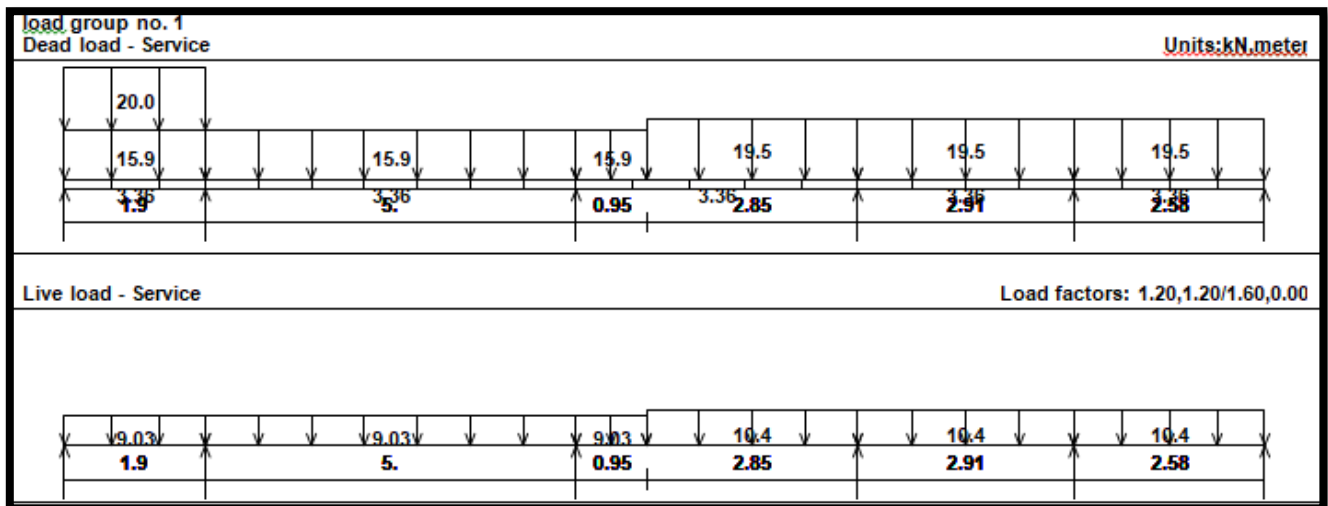


Fig (4.13): the dead &live load of beam

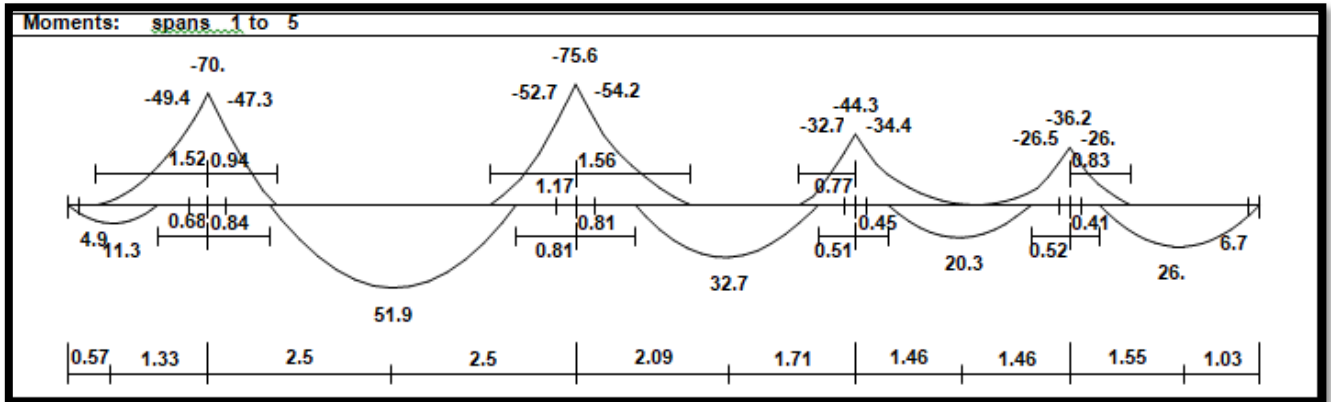


Fig (4.14): the moment diagram for beam

4.6.3 Design of flexure

Design of Negative moment

1) $M_u = 54.2 \text{ KN.m}$

$$C_{\max} = \frac{3}{7}d$$

$$= \frac{3}{7} * 221 = 94.7 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 * c$$

$$= 0.85 * 94.7 = 80.5 \text{ mm}$$

$$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} (\epsilon_s - 0.002)$$

$$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82$$

$$M_n \max = 0.85 * f_c * b * a_{\max} * (d - (a_{\max} / 2))$$

$$= 0.85 (24) (500) (80.5) \{ (221 - (80.5 / 2)) \} * 10^{-6} = 148.4 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.82 * 148.4 = 121.69 \text{ KN.m} > M_u = 54.2 \text{ KN.m}$$

• **The section must be designed as singly section**

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{54.2/0.9 \cdot 10^6}{500 \cdot 221^2} = 2.46 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 2.46}{420}} \right)$$

$$= 0.0062$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0062 \cdot 500 \cdot 221 = 685.1 \text{ mm}^2$$

Check of $A_s \text{ min}$

Large value of $A_s \text{ min}$ will be controlled

$$1- A_s \text{ min} = \frac{1}{4 \cdot f_y} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1}{4 \cdot 420} \cdot \sqrt{24} \cdot 500 \cdot 221 = 322.2 \text{ mm}^2$$

$$2- A_s \text{ min} = \frac{1.4}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

$$= \frac{1.4}{420} \cdot 500 \cdot 221 = 368.33 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ min} = 368.33 \text{ mm}^2$ will be controlled

$$A_s \text{ req} = 685.1 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 368.33 \text{ mm}^2$$

Select 3 Ø 18 , $A_s = 763.4 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$685.1 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 500 \cdot a$$

$$a=28.2 \text{ mm}$$

$$c = \frac{28.2}{0.85} = 33.2 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{221-33.8}{33.8}\right) = 0.0166 > 0.005 \dots \text{Ok} \dots \Phi=0.9$$

$$\Phi.Mn = 0.9*0.85 * f_c * a * b *(d- a/2)$$

$$= 0.9*0.85 * 24 * 28.2 * 500 *(221-(28.2 /2)) = 55\text{KN.m} > Mu =54.2\text{KN.m}$$

3) $Mu = 49.4 \text{ KN.m}$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{49.4 / 0.9 * 10^6}{500 * 221^2} = 2.24 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 2.24}{420}}\right) = 0.0056$$

$$As_{req} = \rho * b * d = 0.0056 * 500 * 221 = 628 \text{ mm}^2$$

$$As_{req} = 628 \text{ mm}^2 > As_{min} = 368.8 \text{ mm}^2$$

4) $Mu = 34.4 \text{ KN.m}$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{34.4 / 0.9 * 10^6}{500 * 221^2} = 1.56 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 1.56}{420}}\right)$$

$$= 0.0038$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0038 \cdot 500 \cdot 221 = 429 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 429 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 368.8 \text{ mm}^2$$

Select 2 Ø 18 , $A_s = 508 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$508 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 500 \cdot a$$

$$a = 20.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{20.9}{0.85} = 24.58 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 \cdot \left(\frac{221-24.58}{24.58}\right) = 0.023 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.9 \cdot 0.85 \cdot 24 \cdot 20.9 \cdot 500 \cdot \left(221 - \left(\frac{20.9}{2}\right)\right) = 40.3 \text{ KN.m} > M_u = 34.4 \text{ KN.m}$$

$$5) M_u = 26.5 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{26.5 / 0.9 \cdot 10^6}{500 \cdot 221^2} = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 1.2}{420}}\right)$$

$$= 0.0029$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0029 \cdot 500 \cdot 221 = 325.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 325.6 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 368.8 \text{ mm}^2$$

Select 2 Ø 18 , $A_s = 508 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$508 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 500 \cdot a$$

$$a = 20.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{20.9}{0.85} = 24.58 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 \cdot \left(\frac{221-24.58}{24.58}\right) = 0.023 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.9 \cdot 0.85 \cdot 24 \cdot 20.9 \cdot 500 \cdot \left(221 - \left(\frac{20.9}{2}\right)\right) = 40.3 \text{ KN.m} > M_u = 26.2 \text{ KN.m}$$

Design of positive moment

$$1) M_u = 11.3 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{11.3/0.9 \cdot 10^6}{500 \cdot 221^2} = 0.514 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 0.514}{420}} \right) = 0.00123 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00123 \cdot 500 \cdot 221 = 136.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 136.9 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 368.8 \text{ mm}^2$$

Select 2 Ø 18 , $A_s = 508 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$508 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 500 \cdot a$$

$$a = 20.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{20.9}{0.85} = 24.58 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \cdot \left(\frac{221-24.58}{24.58} \right) = 0.023 > 0.005 \dots \text{ Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

$$= 0.9 \cdot 0.85 \cdot 24 \cdot 20.9 \cdot 500 \cdot (221 - (20.9 / 2)) = 40.3 \text{ KN.m} > M_u = 11.3 \text{ KN.m}$$

$$2) M_u = 51.9 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{51.9 / 0.9 \cdot 10^6}{500 \cdot 221^2} = 2.36 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 2.36}{420}} \right)$$

$$= 0.0059$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0059 \cdot 500 \cdot 221 = 661 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 661 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 368.8 \text{ mm}^2$$

Select 3 Ø 18 , $A_s = 763.4 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$763.4 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 500 \cdot a$$

$$a = 31.4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{31.4}{0.85} = 36.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \cdot \left(\frac{221-36.9}{36.9} \right) = 0.014 > 0.005 \dots \text{Ok} \dots \Phi_c = 0.9$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 31.4 * 500 * (221 - (31.4 / 2)) = 59.2 \text{ KN.m} > M_u = 51.9 \text{ KN.m}$$

$$3) M_u = 32.7 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{32.7 / 0.9 * 10^6}{500 * 221^2} = 1.48 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.48}{420}} \right)$$

$$= 0.00368$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00368 * 500 * 221 = 406.86 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 406.86 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 368.8 \text{ mm}^2$$

Select 2 Ø 18 , $A_s = 508 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$508 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 20.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{20.9}{0.85} = 24.58 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 * \left(\frac{221-24.58}{24.58} \right) = 0.023 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi.M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 20.9 * 500 * (221 - (20.9 / 2)) = 40.3 \text{ KN.m} > M_u = 32.7 \text{ KN.m}$$

4) $M_u = 20.3 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{M_u}{b * d^2} = \frac{20.3 / 0.9 * 10^6}{500 * 221^2} = 0.923 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.923}{420}} \right)$$

$$= 0.00225$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00225 * 500 * 221 = 248.76 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 248.76 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 368.8 \text{ mm}^2$$

Select 2 Ø 18 , $A_s = 508 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$508 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 20.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{20.9}{0.85} = 24.58 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{221-24.58}{24.58}\right) = 0.023 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 20.9 * 500 * (221 - (20.9/2)) = 40.3 \text{ KN.m} > M_u = 20.3 \text{ KN.m}$$

5) $M_u = 26 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{26 / 0.9 * 10^6}{500 * 221^2} = 1.18 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.18}{420}}\right)$$

$$= 0.00289$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00289 * 500 * 221 = 320 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ req}} = 320 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 368.8 \text{ mm}^2$$

Select 2 Ø 18 , $A_s = 508 \text{ mm}^2$.

Check for strain:

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$508 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 20.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{20.9}{0.85} = 24.58 \text{ mm}$$

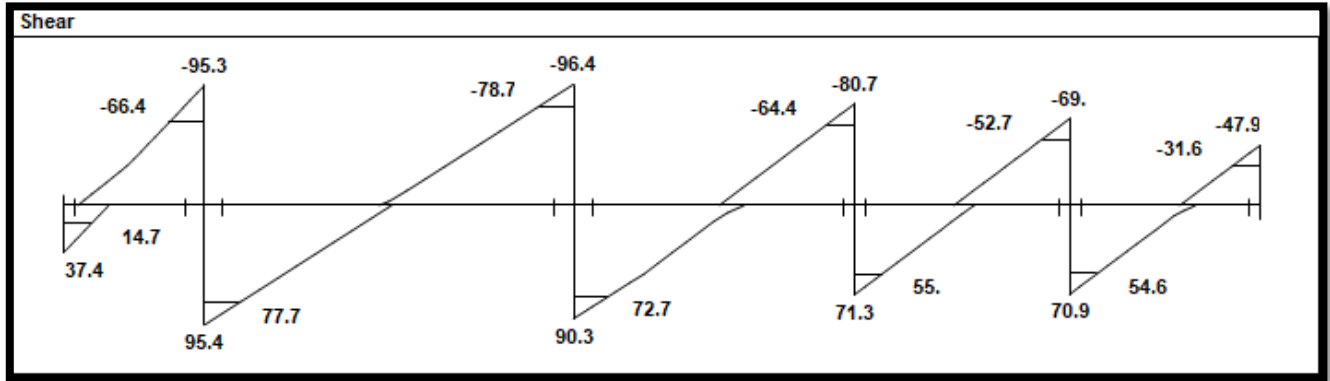
$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{221-24.58}{2458}\right) = 0.023 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\Phi.M_n = 0.9 * 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 20.9 * 500 * (221 - (20.9 / 2)) = 40.3 \text{ KN.m} > M_u = 26 \text{ KN.m}$$

4.6.4 Design of shear



Fig(4.15): shear diagram for beam

$$\Phi V_c = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{f_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 500 * 221 = 67 \text{ KN}$$

Check if the dimensions are big enough:

$$V_{smax} = \frac{2}{3} * \Phi * \sqrt{f_c} * b_w * d = \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 500 * 221 = 270.66 \text{ KN}$$

$V_{umax} = 67 + 270.66 = 337.66 \text{ KN} > 78.7 \text{ KN}$ (shear envelope), Dimension is big enough

1) $V_u = 78.8 \text{ KN}$

Region 3

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \Phi V_s \text{ min}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\emptyset}{16} \sqrt{f_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 500 * 221 = 25.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\emptyset}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 500 * 221 = 27.6 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_s \text{ min} = 67 + 27.6 = 94.6 \text{ KN} > V_u = 78.8 \text{ KN} \dots \dots \text{satisfied.}$$

Minimum shear reinforcement required, so;

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{b_w}{3f_y} = \frac{500}{3 * 420} = 0.3968 \dots \text{control}$$

$$\geq \frac{\sqrt{f_c}bw}{16*f_y} = \frac{\sqrt{24}*500}{16*420} = 0.364$$

try $\emptyset 10 .2$ legs

$$\frac{A_v}{s} = 0.3964 \rightarrow \frac{157}{s} = 0.3968 \rightarrow s=395.66\text{mm}$$

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

$$\geq \frac{d}{2} = \frac{221}{2} = 110.5 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Use $s = 11.05 \text{ cm}$ \rightarrow Use 2 legs stirrups $\emptyset 10 @ 12 \text{ cm}$

2) $V_u = 66.4 \text{ KN}$

Region 3

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \Phi V_s \text{ min}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\emptyset}{16} \sqrt{f_c} * bw * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 500 * 221 = 25.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\emptyset}{3} * bw * d = \frac{0.75}{3} * 500 * 221 = 27.6 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_s \text{ min} = 67 + 27.6 = 94.6 \text{ KN} > V_u = 66.4 \text{ KN} \dots \dots \text{satisfied.}$$

Minimum shear reinforcement required, so;

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{bw}{3f_y} = \frac{500}{3*420} = 0.3968 \dots \text{control}$$

$$\geq \frac{\sqrt{f_c}bw}{16*f_y} = \frac{\sqrt{24}*500}{16*420} = 0.364$$

try $\emptyset 10 .2$ legs

$$\frac{A_v}{s} = 0.3964 \rightarrow \frac{157}{s} = 0.3968 \rightarrow s=395.66\text{mm}$$

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

$$\geq \frac{d}{2} = \frac{221}{2} = 110.5 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Use s = 11.05 cm ▶ Use 2 legs stirrups ø 10@ 12 cm

3) $V_u = 72.7 \text{ KN}$

Region 3

$$\Phi V_c < V_u > \Phi V_c + \Phi V_s \text{ min}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f_c} * b_w * d = 0.75/16 \sqrt{24} * 500 * 221 = 25.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = 0.75/3 * 500 * 221 = 27.6 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_s \text{ min} = 67 + 27.6 = 94.6 \text{ KN} > V_u = 72.7 \text{ KN} \dots \text{satisfied.}$$

Minimum shear reinforcement required, so;

$$A_v/S \geq b_w / (3f_y) = 500 / (3 * 420) = 0.3968 \dots \text{control}$$

$$\geq (\sqrt{f_c} b_w) / (16 * f_y) = (\sqrt{24} * 500) / (16 * 420) = 0.364$$

try ø 10 .2 legs

$$A_v/S = 0.3964 * (157) / S = 0.3968 * s = 395.66 \text{ mm}$$

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

$$\geq d/2 = 221/2 = 110.5 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Use s = 11.05 cm ▶ Use 2 legs stirrups ø 10@ 12 cm

4) $V_u = 55 \text{ KN}$

Region 3

$$\Phi V_c < V_u > \Phi V_c + \Phi V_s \text{ min}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f_c} * b_w * d = 0.75/16 \sqrt{24} * 500 * 221 = 25.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_s \text{ min} \geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = 0.75/3 * 500 * 221 = 27.6 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_s \text{ min} = 67 + 27.6 = 94.6 \text{ KN} > V_u = 55 \text{ KN} \dots \text{satisfied.}$$

Minimum shear reinforcement required, so;

$$A_v/S \geq b_w / (3f_y) = 500 / (3 * 420) = 0.3968 \dots \text{control}$$

$$\geq (\sqrt{f_c} b_w) / (16 * f_y) = (\sqrt{24} * 500) / (16 * 420) = 0.364$$

try ø 10 .2 legs

$$A_v/S = 0.3964 * (157) / S = 0.3968 * s = 395.66 \text{ mm}$$

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

$$\geq d/2 = 221/2 = 110.5 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Use s = 11.05 cm ▶ Use 2 legs stirrups ø 10@ 12 cm

5) $V_u = 54.6$ KN

Region 3

$$\Phi V_c < V_u > \Phi V_c + \Phi V_{s \min}$$

$$\Phi V_{s \min} \geq \frac{\Phi}{16} \sqrt{f_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 500 * 221 = 25.3 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{s \min} \geq \frac{\Phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 500 * 221 = 27.6 \text{ KN} \dots \text{Control}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s \min} = 67 + 27.6 = 94.6 \text{ KN} > V_u = 54.6 \text{ KN} \dots \dots \text{satisfied.}$$

Minimum shear reinforcement required, so;

$$A_v/S \geq b_w / (3f_y) = 500 / (3 * 420) = 0.3968 \dots \text{control}$$

$$\geq (\sqrt{f_c} b_w) / (16 * f_y) = (\sqrt{24} * 500) / (16 * 420) = 0.364$$

try $\phi 10$.2 legs

$$A_v/S = 0.3964 \rightarrow (157) / S = 0.3968 \rightarrow s = 395.66 \text{ mm}$$

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

$$\geq d/2 = 221/2 = 110.5 \text{ mm} \dots \dots \text{control}$$

Use $s = 11.05$ cm \rightarrow Use 2 legs stirrups $\phi 10 @ 12$ cm

4.7 Design of column27

$f_c' = 24 \text{ Mpa}$

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

$\Phi_{\text{Steel}} = 20 \text{ mm}$

$\Phi_{\text{Stirrups}} = 10 \text{ mm}$

Cover = 40mm

1) Service Load.

Dead Load = 877.19 KN

Live Load = 467.55 KN

• Factored Load.

$P_u = 1.2 \times 877.19 + 1.6 \times 467.55 = 1800.708 \text{ KN}$

$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1800.708}{0.65} = 2770.32 \text{ kN} \dots \text{ use } \phi = 0.65 \text{ for tied column}$

2) Dimensions of Column

Assume rectangular section

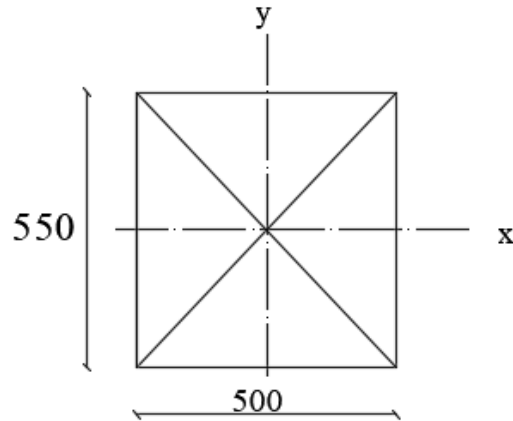
Use minimum $\rho_g = 1\%$

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

$$2770.32 * 10^3 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{ 0.85 * 24 (1 - 0.01) + 0.01 * 420 \}$$

$$A_g = 218376.16 \text{ mm}^2$$

Use rectangular column 550*500 with A_g provided $275000 \text{ mm}^2 > 218376.16 \text{ mm}^2$



Classification of Column Section.

Check Slenderness Parameter.

$$\frac{K L u}{R} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

Where:

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length. K: effective length factor. According to ACI 318 (10.10.6.3) The effective length factor K, shall be permitted to be taken as 1.0

R: radius of gyration = 0.3 h (For rectangular section).

$$L u = 3.64 \text{ m} \quad M_1/M_2 = 1$$

K=1 for pinned release columns in braced frame

- System about X-Axis

$$\frac{k x l x}{R x} = \frac{1 \cdot 3.64}{0.3 \cdot 0.55} = 22.06$$

System is braced : $22.06 \leq 34 - 12 \cdot \left(\frac{0}{0}\right) \leq 40 \rightarrow$ System is SHORT about x

- System about y-Axis

$$\frac{k_y l_y}{R_y} = \frac{1 \cdot 3.64}{0.3 \cdot 0.5} = 24.267$$

System is braced : $24.267 \leq 34 - 12 \cdot \left(\frac{0}{0}\right) \leq 40 \rightarrow$ System is LONG about y

Bressler equation

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_{no}}$$

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

$$\frac{1}{p_n} = \frac{1}{p_{nx}} + \frac{1}{p_{no}} - \frac{1}{p_{no}}$$

p_n
 = p_{nx} in ex direction (long)

Minimum Eccentricity (min e)

$$\text{min } e = 15 + 0.03h$$

h in the *direction* of ex = 500 mm

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

Factored Load

$$\text{Column weight} = 3.64 \cdot 0.55 \cdot 0.5 \cdot 25 = 25.025 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.2 \cdot (877.19 + 25.025) + 1.6 \cdot 467.55 = 1830.738 \text{ KN}$$

$$M_{uy} = \text{min } e \cdot P_u = 0.03 \cdot 1830.738 = 54.922 \text{ KN.m}$$

Magnification Factor δ

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{P_u}{0.75 P_{cr}}\right)} \geq 1 \text{ and } \leq 1.4 .$$

Where:

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

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{0}{0}\right) = 1$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 (E I)}{(k L_u)^2} \quad E I = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + B_d}$$

$$B_d = \frac{1.2 P_d}{1.2 P_d + 1.6 P_l} = \frac{1.2 * 902.215}{1800.708} = 0.6$$

$$I_g = \frac{b h^3}{12} = \frac{550 * 500^3}{12} = 5729166667 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4750 * \sqrt{f_c} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.152$$

$$E I = \frac{0.4 * 23270.152 * 5729166667}{1 + 0.6} = 33329.6 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * (33329.6)}{(1 * 3.64)^2} = 24827.16 \text{ kN}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \left(\frac{1800.708}{0.75 * 24827.16}\right)} = 1.1 \geq 1 \text{ and } \leq 1.4 .$$

Design of Moment M_{ny} .

$$M_{ny} = \delta * M_u = 1.1 * 54.922 = 60.4142 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \delta * \min e = 1.1 * 0.03 = 0.033 \text{ m}$$

Interaction Diagram

$$e_x = 0.033 \quad h = 0.5 \text{ m}$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{0.033}{0.5} = 0.066$$

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

$$\frac{\phi \cdot p_n}{A_g} = \frac{p_u}{A_g} = \frac{1830.73}{500 \cdot 550} \cdot 145 = 0.965 \text{ ksi}$$

Form Diagram $\gamma = 0.75$

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

Form Diagram $\gamma = 0.9$

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

use 12 $\phi 20$ with $A_s \text{ provided} = 37699.1 > A_s \text{ req} = 2750 \text{ mm}^2$

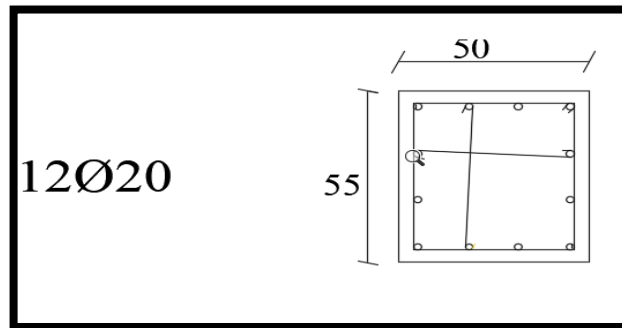


Fig (4.15): reinforcement of column

4.8 Design of single footing

Concrete $\beta=300$ $f_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

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

assume Service surcharge 5 KN/m^2

Soil density $Y_{\text{soil}} = 17 \text{ KN/m}^3$ $Y_{\text{concrete}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Service dead load = 1142.53 KN Service live load = 563 KN

Allowable soil Pressure = 400 KN/m^2 .

▸ Assume footing to be about (60 cm) thick.

Net soil pressure (σ_{allow}) = $400 - 5 - 1 \cdot 17 - 0.5 \cdot 25 = 365.5 \text{ kN/m}^2$

Required sizes of footing:

Determine the factored load

$P_u = 1.2 \cdot \text{dead} + 1.6 \cdot \text{live}$

$$= 1.2 \cdot 1142.53 + 1.6 \cdot 563 = 2271.836 \text{ kN}$$

$$A = \frac{P_u}{q_{\text{allow}}} = \frac{2271.836}{365.5} = 6.512 \text{ m}^2$$

▸ $l = \sqrt{6.517} = 2.49 \text{ m}$ ▸ select $l = 2.4 \text{ m}$

$$\text{Determine } q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{2271.836}{2.4 \cdot 2.4} = 394.4 < 1.4 \cdot \sigma_{\text{allow}}$$

$$< 1.4 \cdot 365.5 = 511.7 \text{ kN/m}^2$$

▸ selected dimensions are ok

▸ Determine the Depth of footing according to shear design

- Assume $h = 60$ cm
- Assume cover 75 mm, and steel bars of ϕ 16
- $d = 600 - 75 - 16 = 509$ mm

Check for one way shear strength At distance from the face of support

$$V_u = q_u * b \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d \right)$$

$$= 394.4 * 2.4 * \left(\frac{2.4}{2} - \frac{0.5}{2} - 0.509 \right) = 417.43 \text{ kN}$$

$$\phi * V_c = \phi * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b_w * d \right)$$

$$= \phi * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2.4 * 0.509 \right)$$

$$= 0.75 * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2.4 * 0.509 \right)$$

$$= 748.1 \text{ kN} \quad \rightarrow \phi * V_c > V_u$$

• **h = 60cm is ok**

→ Check for two way shear action (punching)

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

$$1- \phi * V_c = \phi * \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$2- \phi * V_c = \phi * \frac{1}{12} * \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$3- \phi * V_c = \phi * \frac{1}{3} \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\rightarrow \beta_c = \frac{\text{column length (a)}}{\text{column width (b)}} = \frac{0.5}{0.55} = 0.9$$

→ $b_o =$ Perimeter of critical section taken at $\left(\frac{d}{2} \right)$ from the loaded area

$$b_o = 2 * (d + a) + 2 * (d + b) = 2 * (50.9 + 50) + 2 * (50.9 + 55) = 413.6 \text{ cm}$$

→ $\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi * V_c = \phi * \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} * b_o * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{0.9} \right) \sqrt{24} * 4136 * 509 = 4154 \text{ kN}$$

$$\phi * V_c = \phi * \frac{1}{12} * \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c} * b_o * d = 0.75 * \frac{1}{12} * \left(\frac{40}{4136/509} + 2 \right) \sqrt{24} * 4136 * 509 = 4462.26 \text{ kN}$$

$$\phi * V_c = \phi * \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = 0.75 * \frac{1}{3} \sqrt{24} * 4136 * 509 = 2578.36 \text{ kN}$$

$\phi * V_c = 2578.3 \rightarrow \text{control}$

$$V_{uc} = P_u - F_r$$

$F_r = \sigma_{allow} * \text{area of critical section}$

$$V_{uc} = 2271.83 - (394.4 * (.5 + .509) * (.55 + .509)) = 1850.4 \text{ kN}$$

$\phi * V_c > V_{uc} \rightarrow \text{satisfied}$

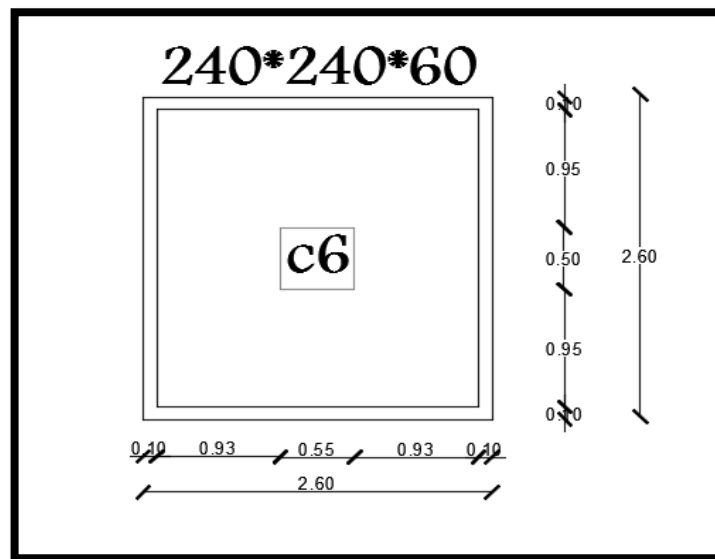


Fig (4.16): isolated footing

Design for Bending Moment:

Design for flexure in long direction:

Take steel bars of ϕ 16

$$b=2.4\text{m} \quad h=60\text{ cm} \quad d= 50.9\text{ cm}$$

$$M_u = 394.4 * 0.93 * 2.4 * \frac{0.93}{2} = 409.33\text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} = \frac{409.33 * 10^6}{0.9 * 2400 * 509^2} = 0.73144\text{ MPA}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.73144}{420}} \right) = 0.00177$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00177 * 2400 * 509 = 2167\text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 bh = 0.0018 * 2400 * 600 = 2592\text{ mm}^2$$

$$A_{smin} > A_s$$

Select $A_{smin} = 2592\text{ mm}^2$

Take 13 ϕ 16 with $A_s = 2613\text{ mm}^2 > A_{smin}$

Design for flexure in short direction

Take steel bars of ϕ 16

$$b=2.4\text{m} \quad h=60\text{ cm} \quad d= 50.9\text{ cm}$$

$$M_u = 394.4 * 0.95 * 2.4 * \frac{0.95}{2} = 427.135\text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d^2} = \frac{427.135 * 10^6}{0.9 * 2400 * 509^2} = 0.763\text{ MPA}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.58 \cdot 0.763}{420}} \right) = 0.00185$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00185 * 2400 * 509 = 2263.15 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 bh = 0.0018 * 2400 * 600 = 2592 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} > A_s$$

Select $A_{smin} = 2592 \text{ mm}^2$

Take 13 \emptyset 16 with $A_s = 2613 \text{ mm}^2 > A_{smin}$

$$S = \frac{2400 - 2 \cdot 75 - 13 \cdot 16}{12} = 170 \text{ mm}$$

Step is the smallest of:

- 1- $3 \cdot h = 3 \cdot 600 = 1800 \text{ mm}$
- 2- $450 \text{ mm} \rightarrow \text{control}$

$$S = 170 \text{ mm} < s_{\max} = 450 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$$

4.7.1 Design of Connection Between Column and Footing

The factored load at the base of the column is

$$P_u = 1.2 \cdot \text{dead} + 1.6 \cdot \text{live} = 1.2 \cdot 1142.53 + 1.6 \cdot 563 = 2271.836 \text{ kN}$$

The allowable bearing on the base of the column is $\phi \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot A_1)$ (ACI Code Section 10.14.1)

• When the contact supporting surface on the footing is wider on all sides than the loaded area, the maximum bearing load on the top of the footing may be taken as

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 2$$

where :

ϕ : 0.65 for bearing according to ACI Code Section 9.3.2.4

A1: is the area of the contact surface between the column and the footing

A2: is the area of the contact surface between the column and the footing

Design of bearing pressure at section of column

$$\phi * P_n = 0.65 \times 0.85 \times f_c' \times A_1 = 0.65 * 0.85 * 24 * 500 * 550 = 4290 \text{ kN}$$

$\phi * P_n > P_u$ → the maximum load that can be transferred by bearing is 4290 kN , and dowels are NOT needed

$$A_{S_{min}} = 0.005 * A_1 = 0.005 * 50 * 55 = 13.75 \text{ cm}^2$$

_ Select 9Ø14 with $A_s = 9 * 1.54 = 13.86 \text{ cm}^2 > A_{sreq} = 13.75 \text{ cm}^2$

Lap splice of dowels in column in compression(Lsc)

$$L_{sc \text{ req}} = 0.071 * f_y * d_B = 0.071 * 420 * 14 = 417.5 \text{ mm}$$

Select $L_{sc} = 1\text{m} > L_{sc \text{ req}}$

Design of compression development length (Ldc)

$$1- L_{dc} = 0.24 * \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} * d_b = 0.24 * \frac{420}{\sqrt{24}} * 14 = 288 \text{ mm}$$

$$2- 0.043 * f_y * d_b = 0.043 * 420 * 14 = 252.8 \text{ mm}$$

→ $L_{dc} = 288 \text{ mm}$ → control

Available $L_{dc} = 600 - 75 - 16 - 16 = 493 \text{ mm} > L_{dc} = 288 \text{ mm}$ → **ok**

Required length of hook $\geq 16 * d_b \geq 16 * 1.6 = 25.6\text{cm}$ → Use Hooks=30 cm

e. Design of tension development length (Ldt)

because the X direction and y direction are the same so the development length is the same

$$L_{dt \text{ req}} = \frac{9}{10} * \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\omega_t * \omega_s * \omega_e}{\frac{k_{tr} + c_b}{d_b}} * d_b \geq 300 \text{ mm}$$

Where $\frac{k_{tr} + c_b}{d_b} \leq 2.5$

$K_{tr} = 0$

$C_b = 75 + \frac{16}{2} = 83 \rightarrow \frac{k_{tr} + c_b}{d_b} = \frac{0 + 83}{16} = 5.187 \geq 2.5 \rightarrow \text{select } \frac{k_{tr} + c_b}{d_b} = 2.5$

$L_{dt \text{ req}} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 16 = 395.05 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm} \dots\dots\text{ok}$

$L_{dt \text{ available}} = 950 - 75 = 875 \text{ mm} > L_{dt \text{ req}} \rightarrow \text{not required hook}$

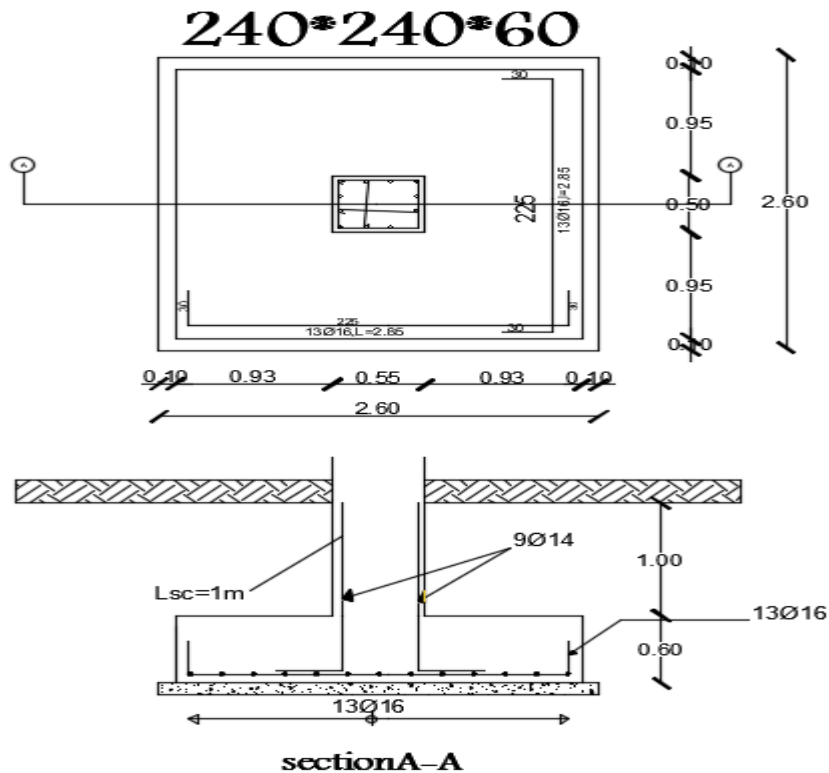


Fig (4.17): detailing of footing

(9-4) DESIGN OF STAIRS

Concrete B300 $f_c'=24\text{N/mm}^2$. Reinforcement Steel $f_y=420\text{ N/mm}^2$.

Wall thickness=20 cm Cover = 20mm

Live load = 5 KN/m

مأخوذة من الكود الاردني

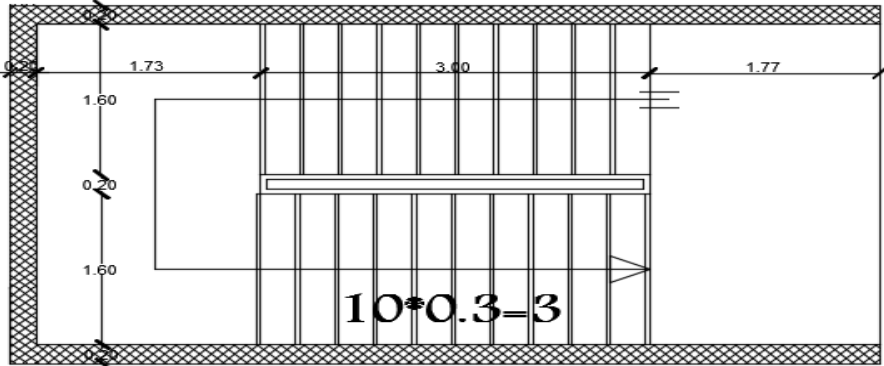


Fig (4.18): stair 1 plan

9-4-1 Design of Flight

Structural System.

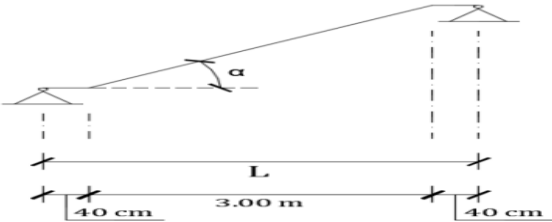


Fig (4.19):structural system of flight

Limitation of deflection

$L = (1.83+3+1.77) = 6.6 \text{ m}$

$h_{\min} = \frac{l}{20} = \frac{6.6}{20} = 0.33 \text{ m} \rightarrow \text{select } h = 25 \text{ cm}$

$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\text{rise}}{\text{run}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{165}{300}\right) = 28.8^\circ$

9-4-1-A :Flight Dead Load computation

Material	Quality Density KN/m ³	W (KN/m)
Tiles	22	$22 * \left(\frac{0.165+0.3}{0.2}\right) * 0.03 * 1 = 1.883$
mortar	23	$23 * \left(\frac{0.165+0.3}{0.2}\right) * 0.02 * 1 = 1.023$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} * \left(\frac{0.165 * 0.3}{2}\right) * 1 = 2.0625$
Reinforced concrete slab	25	$\frac{25 * 0.25 * 1}{\cos 28.8} = 5.7$
Plaster	22	$\frac{22 * 0.02 * 1}{\cos 28.8} = 0.753$
Total dead load = 11.4215 KN/m		

Dead Load = 11.42 kN/m Live Load = 5 kN/m

Total factored Load : $w = 1.2 * \text{Dead Load} + 1.6 * \text{Live Load}$

$w = 1.2 * 11.42 + 1.6 * 5 = 21.704 \text{ kN/m}$

9-4-1-b- Landing Dead Load computation

Material	Quality Density KN/m ³	$\gamma. h. 1$ (KN/m)
Tiles	22	$22 * 0.03 * 1 = 0.81$
mortar	23	$23 * 0.02 * 1 = 0.44$
Reinforced concrete slab	25	$25 * 0.25 * 1 = 6.25$
Plaster	22	$22 * 0.02 * 1 = 0.66$
Total dead load= 8.16 (KN/m)		

Dead Load = 8.16 kN/m Live Load = 5 kN/m

Total factored Load : $w = 1.2 * \text{Dead Load} + 1.6 * \text{Live Load}$

$$w = 1.2 * 8.16 + 1.6 * 5 = 17.792 \text{ kN/m for two direction}$$

for one direction $w = 9.646 \text{ kN/m}$

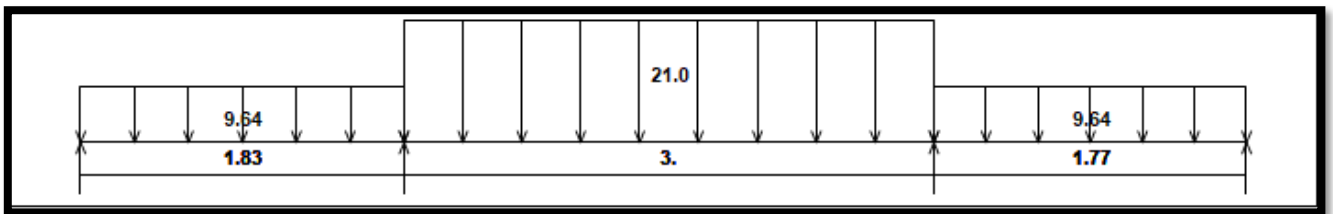


Fig (4.20) load on flight and landing

Check for shear strenght:

Assume $\emptyset 14$ for main reinforcement:

$$D = h - 20 - \frac{db}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

Assume beam width 30 cm

Internal force for left side = 55 kN

$$V_u = 55 - 9.646 * (0.15 + 0.273) = 45.6 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \emptyset * V_c &= \emptyset * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b_w * d \right) \\ &= 0.75 * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 223 \right) = 136.55 \text{ KN} \end{aligned}$$

$\emptyset * V_c > V_u \rightarrow$ The thickness of the slab is adequate enough

Design of Bending Moment

$$M_u = 55 * \frac{6.6}{2} - 9.64 * 1.83 * \left(\frac{1.83 + 3}{2} \right) - 21.7 * \frac{3}{2} * \frac{3}{4} = 114.48 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{114,48}{0.9} = 127.2 \text{ KN. m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{127.2 \cdot 10^6}{1000 \cdot 223^2} = 2.557 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 2.557}{420}} \right)$$

$$= 0.00652$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00652 \cdot 1000 \cdot 223 = 1453.96 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 300 = 540 \text{ mm}^2$$

Take 10 ϕ 14 /m strip with $A_s = 1540 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 1453.96 \text{ mm}^2$ or ϕ 14/10cm

Or ϕ 16/12cm

Check for spacing:

$$1- 3 \cdot h = 3 \cdot 250 = 750 \text{ mm}$$

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

$$3- S = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot C_c = 380 \cdot \left(\frac{280}{280} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm} \rightarrow \text{control}$$

$$S = 100 \text{ mm} < 330 \text{ mm} \text{ ok}$$

Secondary Reinforcement

For shrinkage & Temperature A_s , provide equal:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot B \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Use Φ 10 @ 15cm

4.9.2 - Design of landing

$$M_u = 19.28 \cdot \left(\frac{3.8}{2} \right) - 9.64 \cdot 1.8 \cdot \left(\frac{1.8+0.2}{2} \right) - 19.28 \cdot \left(\frac{0.6}{2} \right) \cdot \left(\frac{0.6}{4} \right) = 18.86 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18.86}{0.9} = 20.9 \text{ KN. M}$$

$$D = 250 - 20 - 14 - \frac{14}{2} = 209 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{20.9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 209^2} = 0.47 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 0.47}{420}} \right)$$

$$= 0.00113$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00113 \cdot 1000 \cdot 209 = 236.17 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 250 = 450 \text{ mm}^2 \text{ control}$$

Take 3ø14 /m strip with $A_s = 462 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 450 \text{ mm}^2$ or ø14/30 cm

Check for spacing:

4- $3 \cdot h = 3 \cdot 250 = 750 \text{ mm}$

5- 450 mm

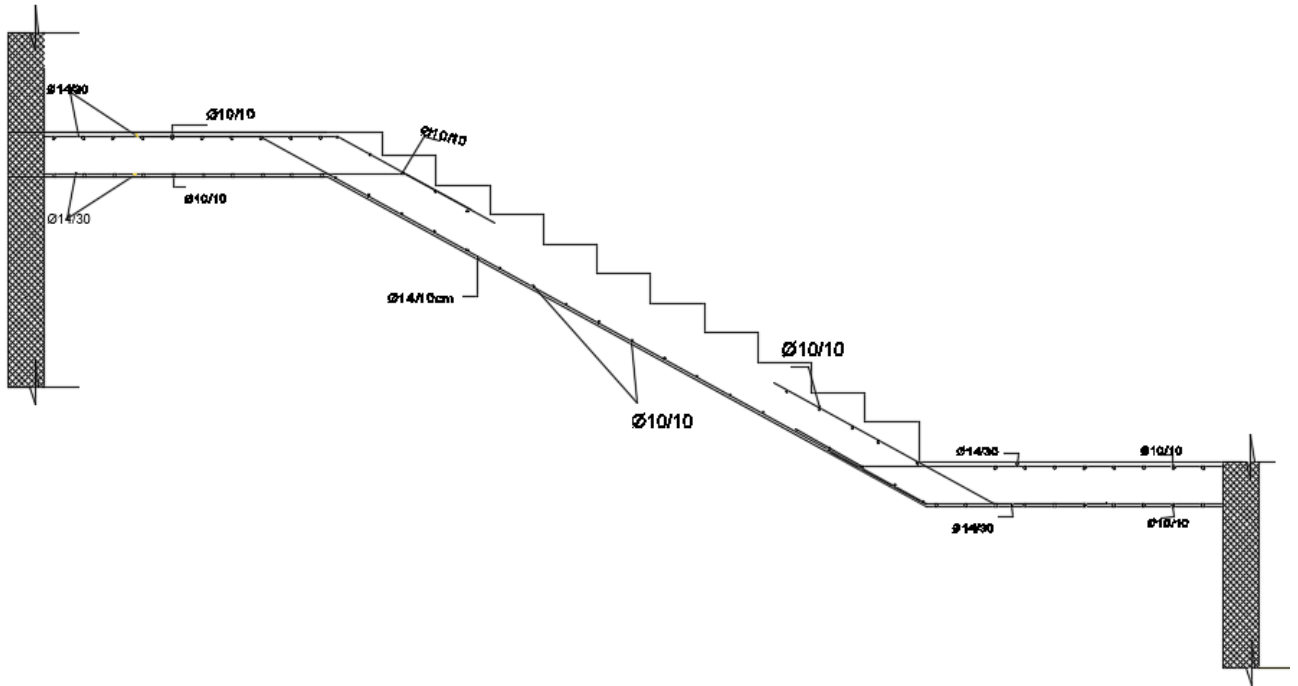
6- $S = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot C_c = 380 \cdot \left(\frac{280}{280} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm} \rightarrow \text{control}$

$S = 300 \text{ mm} < 330 \text{ mm}$ ok

Secondary Reinforcement

For shrinkage & Temperature A_s , provide equal:

$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \cdot B \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 250 = 450 \text{ mm}^2$ Use $\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$



تسليح الدرج: (4.21) fig

10.4 - Design of Basement Wall

concrete B300 $f_c' = 24 \text{ N/mm}^2$. Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$.

Wall thickness = 30 cm, Cover = 20mm. $\gamma_{\text{soil}} = 17 \text{ KN/m}^3$,

Wall Height = 3.64 m $\phi \text{ Soil} = 30$

→ Self-weight of earth

$$k_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$e_o = k_o \times \gamma \times h = 0.5 \times 17 \times 3.64 = 30.94 \text{ kN/m}^2$$

$$E_o = e_o \times \frac{h}{2} = 30.94 \times \frac{3.64}{2} = 56.3 \text{ kN/m}$$

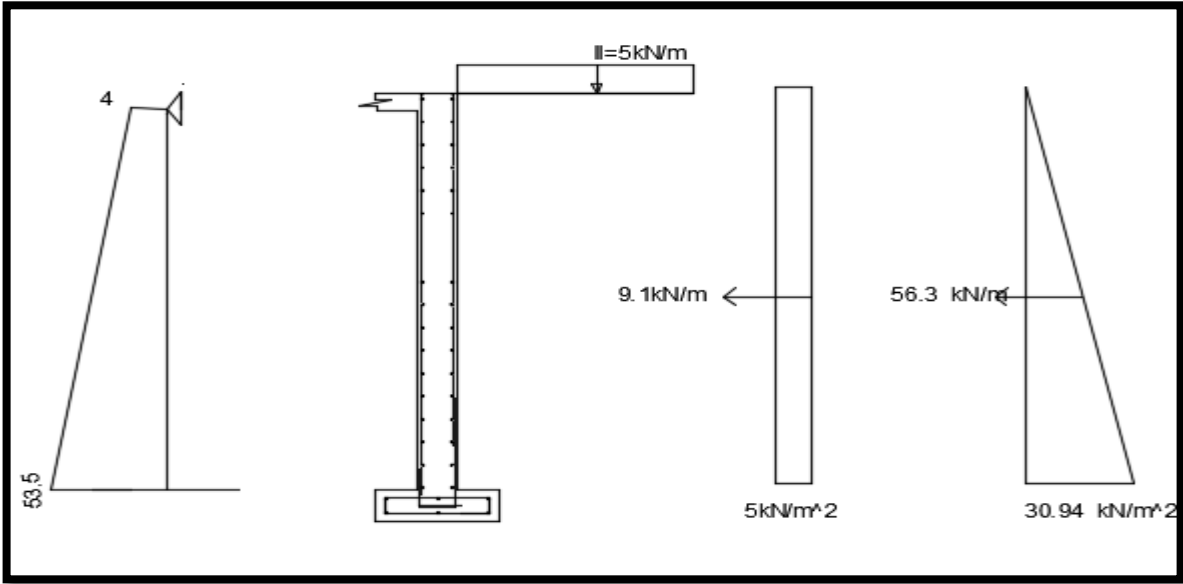
$$k_o \times l = 0.5 \times 5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$2.5 \times 3.64 = 9.1 \text{ /m}$$

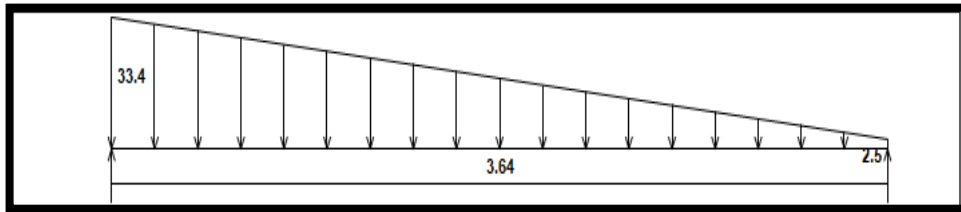
System and Loads:

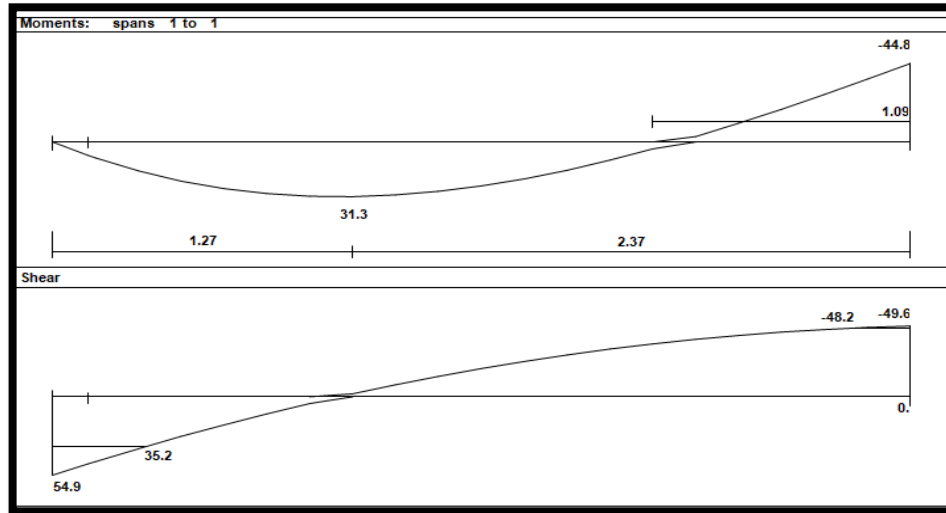
For (1m) strip

$$\text{factored loads } q_u = 1.6 \times E = 1.6 \times 2.5 = 4 \text{ kN/m}$$



الشكل (4.22): الأحمال والنظام الإنشائي لجدار القبة





10-4-a Design of Shear Force

$$D = 300 - 20 - 20 = 260 \text{ mm}$$

$$V_{\text{max}} = 48.2 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = \phi * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right)$$

$$= 0.75 * \left(\frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 260 \right) = 159.22 \text{ KN} > V_{\text{max}} = 48.2 \text{ KN} \quad \underline{h=30\text{cm is ok}}$$

10-4-b Design of Bending Moment

Positive Moment

$$M_u = 31.3 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{31.3}{0.9} = 34.779 \text{ KN. M}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{34.779 * 10^6}{1000 * 260^2} = 0.514 \text{ Mpa}$$

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

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 0.514}{420}} \right)$$

$$= 0.00124$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00124 \cdot 1000 \cdot 260 = 322.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0012 \cdot 1000 \cdot 300 = 360 \text{ mm}^2$$

select \emptyset 10/20 with $A_s = 395 \text{ mm}^2$

Bending Negative Moment

$$M_u = 44.8 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{44.8}{0.9} = 49.78 \text{ KN.M}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{49.78 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2} = 0.736 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 0.736}{420}} \right)$$

$$= 0.00178$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00178 \cdot 1000 \cdot 260 = 464.37 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0012 \cdot 1000 \cdot 300 = 360 \text{ mm}^2$$

select \emptyset 10/15 with $A_s = 526.67 \text{ mm}^2$

Design of Horizontal Reinforcement.

$A_s = A_{s \text{ min}}$

$$= 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{ mm}^2 \text{ for two layer}$$

for one layer $A_s = 300 \text{ mm}^2$

select $\phi 10/25$ with $A_s = 316 \text{ mm}^2$

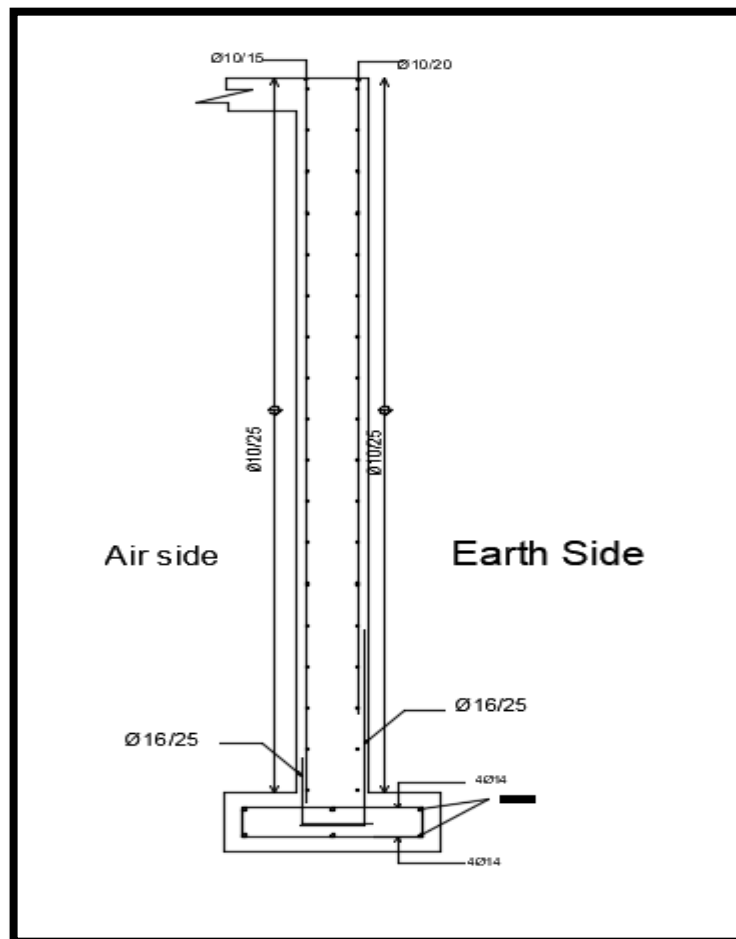


fig (4.23): basement wall reinforcement

11.4 - DESIGN OF SHEAR WALL

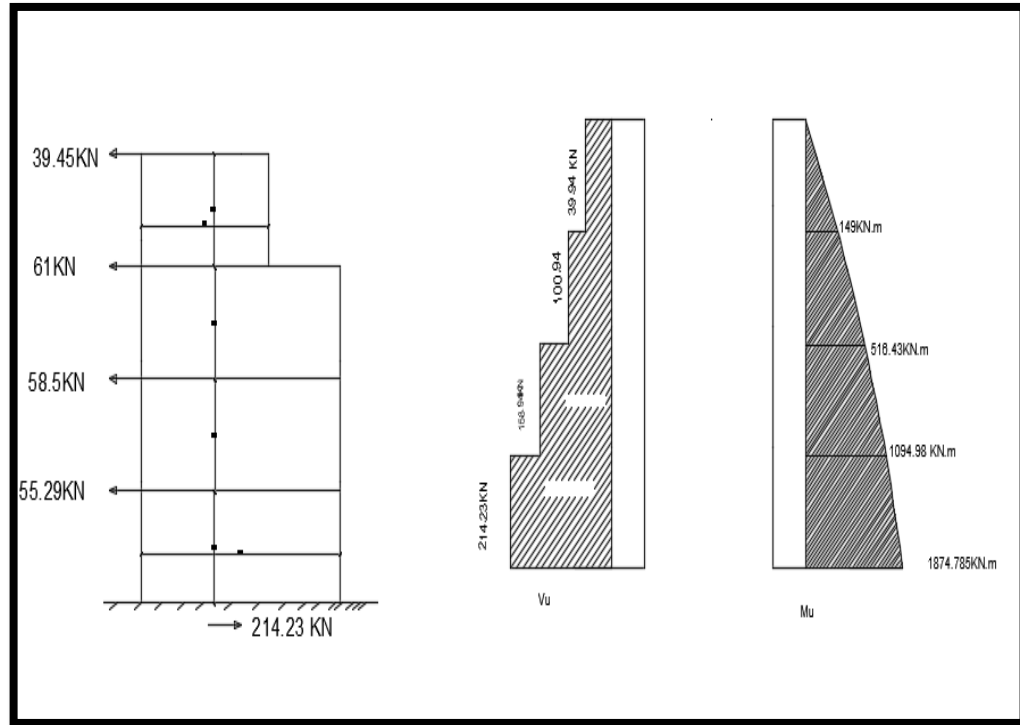


Figure (4.24): shear and moment for the shear wall

Shear wall thickness $h = 20\text{cm}$. Building height, $h_w = 14.56\text{ m}$

Check max shear strength permitted

$$\phi V_n, \max = 0.75 * 0.83 * \sqrt{f_c} * h * d$$

$$\text{Let that } d = 0.8 L_w = 0.8 \times 9.8 = 7.84\text{m}$$

$$\text{Or } d = 0.8 L_w = 0.8 \times 6.23 = 4.984\text{ m for fourth floor}$$

$$\phi V_n, \max = 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 200 * 7840 = 4782\text{ KN} > V_u = 214.23\text{ KN}$$

for fourth floor

$$\phi V_n, \max = 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 200 * 4984 = 3040\text{ KN} > V_u = 214.23\text{ KN}$$

Calculate shear strength provided by concrete:

Critical section for concrete is the smallest of:

$$\frac{LW}{2} = \frac{9.8}{2} = 4.9\text{ m} \dots\dots\text{control}$$

$$\text{OR } \frac{\sum HW}{2} = \frac{14.56}{2} = 7.28\text{ m}$$

VC is the smallest of

$$V_C = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * h * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 200 * 7840 = 1280.266 \text{ KN}$$

$$V_C = 0.27 * \sqrt{f_c} * h * d + \frac{N_U * d}{64 * l_w} = 0.27 * \sqrt{24} * 200 * 7840 + 0 = 2074 \text{ KN}$$

$$V_C = (0.05 * \sqrt{f_c} + \frac{l_w(0.1 * \sqrt{f_c} + 0.2 * \frac{N_U}{H_{LW}})}{\frac{M_U}{V_U} - \frac{L_W}{2}}) h d / 10$$

Mu at critical section = 1199.9 KN.m

$$\frac{1199.9}{214.23} - 3.15 = 2.45 > 0 \text{ ok}$$

$$V_C = (0.05 * \sqrt{24} + \frac{9.8(0.1 * \sqrt{24} + 0.2 * 0)}{2.45}) * 300 * 7840 = 518.51 \text{ KN cont}$$

Determine required horizontal reinforcement;

$$V_u = 214. \text{ KN.}$$

$$\phi V_C = 0.75 * 518.51 = 388.88 \text{ KN.}$$

$V_u < \phi V_C \rightarrow$ no need reinforcement

We need ϕ 10@20 for temperature and shrinkage

Determine required vertical reinforcement

$$\frac{\sum h_w}{l_w} = \frac{14.54}{9.8} = 1.48$$

$$\rho_v \text{ min} > 0.0025 + 0.5 (2.5 - \frac{\sum h_w}{l_w}) (\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\text{for this wall } \frac{\sum h_w}{l_w} = 1.48 < 2.5$$

Take $\rho_v = 0.0025$

Max spacing is the least of

$$\frac{l_w - 9.8}{3} = 3.26 \text{ m}$$

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

450mm cont.

Use ϕ 10@150mm

Design for flexure (uniformly distributed flexure reinforcement):

Check moment strength based on required vertical reinforcement for shear, The uniformly distributed vertical reinforcement ϕ 10@150mm

$$A_{st} = \frac{9800}{150} * 2 * 78.5 = 10257.3 \text{ mm}^2$$

$$W = \left(\frac{A_{st}}{lwh} \right) \left(\frac{f_y}{f_c} \right) = \left(\frac{10257.3}{9800 * 300} \right) \left(\frac{420}{24} \right) = 0.06$$

$$\alpha = \frac{p_u}{lwhf_c} = \frac{p_u}{lwhf_c} = 0$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + a}{2w + 0.85\beta} = \frac{0.06 + 0}{2 * 0.06 + 0.85 * 0.85} = 0.0712$$

$$\phi * Mn = \phi \left\{ 0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{p_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right\}$$

$$0.9 \{ 0.5 * 10257.3 * 420 * 9800 (1 + 0) (1 - 0.0712) \} > M_u$$

select ϕ 10@15

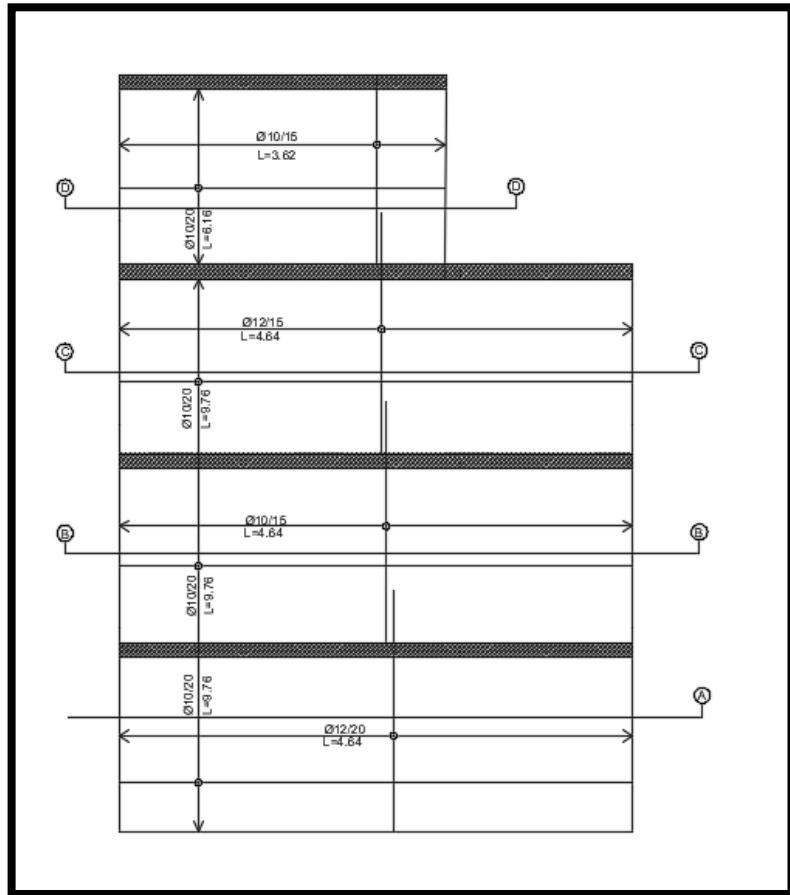
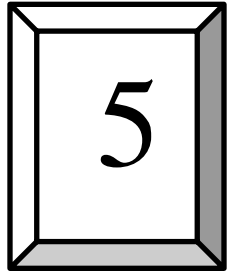


Fig (4.25):shear wall reinforcement

الفصل الخامس



النتائج والتوصيات

النتائج	-1
التوصيات	-2
المراجع	-3

5.1 النتائج

- (1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية
- (2) يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة
- (3) من اهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
- (4) برامج الحاسوب المستخدمة:
هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي
و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية : AUTOCAD
للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية Atir.
تم استخدامه لتصميم حوائط القص. Etabs
الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني

5.2 التوصيات

- 1- يجب أن يكون هناك تنسيق وتجهيز جميع المخططات والمعلومات المعمارية وفهمها جيداً لتمكين من إيجاد الحلول الإنشائية وتحديد النظام الإنشائي للمبنى.
- 2- يجب توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربيته وقوة تحمل تربة الموقع ، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة
- 3- ينصح بوجود مهندس مشرف لإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع

5.3 المراجع

- 1- الكود الأمريكي
- 2- الكتاب المقرر للخرسانة المسلحة
- 3- كود البناء الوطني الاردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن،