بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى مستشفى

قريق العمل

أمجد كامل ابو الفيلات　　أمير أسعد الكركي

محمد منير البابض

رهام عبدالله مطور　　مروة نعيم أبو ريان

إشراف:

د. ماهر عمرو.

2017

ملخص المشروع
التصميم الإنشائي لمبنى مستشفى

فريق العمل

أمجد ابو الفيلات　　أمير أسعد الكركي

محمد منير البايض

رهام عبدالله مطور　　مروة نعيم أبو ريان

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2016 م

إشراف:

د. ماهر عمرو

تتلخص فكرة المشروع في إنجاز مشروع تخرج يشمل كافة الدراسات النظرية والتحليلية والتصميمية، بهدف عمل التصميم الإنشائي الكامل لكافة العناصر الإنشائية بجميع تفصيلاتها لمبنى مستشفى مقترح في منطقة دورا – الخليل .

وهذا المشروع يتكون من اربع طوابق، بمساحة كلية تبلغ 6494 متر مربع ، بدءاً بطابق التسوية الذي يضم مطبخ لخدمة العاملين وثلاجات للموتى ومرافق صحية ، صعودا الى الطابق الارضي والاول المكررين ويضمان غرف للمرضى وغرف للعمليات وممرات وصالات انتظار، وانتهاءاً بالطابق الرابع الذي يضم ادارة المستشفى ، وقد صمم هذا المبنى على احدث الطرز المعمارية بما يحقق متطلبات الراحة والأمان.

وهذا المشروع يضم معظم العناصر الإنشائية التي تم دراستها سابقاً , حيث يضم الجدران الاستنادية وجدران القص وجسور ذات بحور كبيرة نسبياً بالإضافة إلى وجود بئر بالمشروع , والعقدات كانت باتجاه واحد واتجاهين .

سوف يتم تصميم هذا المبنى إنشائياً اعتماداً على الكود الأمريكي **(ACI_318_14)** ، كما سيتم اعتماد كودات أخرى مساعدة مثل الكود الأردني للأحمال . وكذلك سيتم الإعتماد على بعض برامج الحاسوب . و من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

Abstract

The Structural Design of Hospital

Work Team

Amjad Abu Al-Fielat **Ameer Karaki**

Mohammad Bayed

Riham Mtour **Marwa Abu Rayyan**

Palestine Polytechnic University-2016

Supervisor
Dr. Maher Amro

The purpose of this project is the structural design of a multi-story building in Dora city.

This building consists of four floors and it contains a plenty of activities.

The structural design of the building will be carried out according to the ACI318M-14 Code, in addition, some assistant codes were used.

The project composed of analysis & design of the structural parts of the building, and all of the plans needed to complete the construction.

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	II
صفحة الإهداء	III
صفحة الشكر والتقدير	IV
صفحة الملخص باللغة العربية	V
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	VI
صفحة الفهرس	VII
صفحة الاشكال والرسومات	X
صفحة الجداول	XI
صفحة الاختصارات (List of Abbreviations)	XI
	XII

الفصل الأول	المقدمة	رقم الصفحة
1.1	المقدمة	2
2.1	تعريف عام بالمشروع	2
3.1	أسباب اختيار المشروع	2
4.1	اهداف المشروع	3
5.1	مشكلة البحث (المشروع)	4
6.1	نطاق المشروع (حدود المشروع)	4
7.1	منهجية المشروع	4
8.1	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	5
9.1	محتويات المشروع	6

الفصل الثاني	الوصف المعماري للمشروع	
1.2	المقدمة	8
2.2	لمحة عن المشروع	8
3.2	موقع المشروع	9
	1.3.2 المقدمة	9
	2.3.2 وصف الموقع	9

1.2.3.2 وصف عام للموقع 9
2.2.3.2 الشوارع المحيطة بالموقع 11
3.2.3.2 أهمية الموقع 12

4.2 النواحي المعمارية 12
1.4.2 المقدمة 12
2.4.2 وصف الطوابق 13

1.2.4.2 طابق التسوية 14
2.2.4.2 الطابق الأرضي 15
3.2.4.2 الطابق الأول 16
4.2.4.2 الطابق الثاني 17

5.2 الواجهات 18
1.5.2 المقدمة 18
2.5.2 وصف عام للواجهات 18
1.2.5.2 الواجهة الشمالية 18
2.2.5.2 الواجهة الجنوبية 19
3.2.5.2 الواجهة الشرقية 20
4.2.5.2 الواجهة الغربية 21
6.2 وصف الحركة 22

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

1.3 مقدمة 24
2.3 هدف التصميم الانشائي 24
3.3 الدراسات النظرية للعناصر الانشائية في المبنى 24
1.3.3 الأحمال 24
1.1.3.3 الاحمال الميتة 25
2.1.3.3 الاحمال الحية 25
3.1.3.3 الاحمال البيئية 26
4.3 العناصر الانشائية 27
1.4.3 العقدات 27
1.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 27
2.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 28
3.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 29
4.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاهين 29
2.4.3 الجسور 30
3.4.3 الأعمدة 31
4.4.3 جدران القص 32
5.4.3 الأساسات 33
6.4.3 الأدراج 34
7.4.3 الجدران الاستنادية 35
8.4.3 فواصل التمدد 36

Chapter Four Structural Analysis and Design

38	Introduction	1.4
38	Design method and requirements.	2.4
39	Check of minimum thicknesses of structural members.	3.4
41	Design of topping.	4.4
43	Design of Rib (R 3 , GF)	5.4
53	Design of Beam (B 1-42)	6.4
61	Design of Column (C 1-111)	7.4
63	Design of one way solid slab	8.4
66	Design of Footing	9.4
71	Design of shear wall	10.4
75	Design of basement wall	11.4

الفصل الخامس النتائج والتوصيات

78	النتائج	1.5
78	التوصيات	2.5
79	المراجع	3.5
80	الملحقات	4.5

فهرس الأشكال والرسومات

رقم الصفحة

10 الشكل(2-1) تحليل الموقع العام
11 الشكل(2-2) الشوارع المحيطة بالموقع (بلدية دورا)
13 الشكل (2-3) صورة ثلاثية الأبعاد للمستشفى المقترح
14 الشكل (2-4) المسقط الأفقي لطابق التسوية
15 الشكل (2-5) المسقط الأفقي للطابق الأرضي
16 الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الأول
17 الشكل (2-7) المسقط الأفقي للطابق الثاني.
18 الشكل (2-8) الواجهة الشمالية
19 الشكل (2-9) الواجهة الجنوبية
20 الشكل (2-10) الواجهة الشرقية
21 الشكل (2-11) الواجهة الغربية.
28 الشكل (3-1): عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد.
28 الشكل (3-2): عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.
29 الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.
29 الشكل (3-4): عقدات العصب ذات الاتجاهين.
30 الشكل (3-5) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.
31 الشكل (3-6): احد أشكال الأعمدة.
32 الشكل (3-7): جدار القص.
33 الشكل (3-8) : الأساس المنفرد.
34 الشكل (3-9): الدرج .
35 الشكل (3-10) جدار استنادي.
36 الشكل (3-11) فواصل التمدد في المبنى .
41 **Fig (4-1): topping load and moment diagram**
42 **Fig (4-2) : Topping of one way rib slab**
44 **Fig. (4-3) : One way rib slab**
44 **Fig (4-4): Rib3 in Ground floor.**
45 **Fig (4-5): Geometry of rib 3**
45 **Fig (4-6) :Dead and Live load in the rib**
45 **Fig (4-7): Geometry of rib and it's dimension.**
46 **Fig (4-8) : Reactions of rib (live and dead).**
46 **Fig (4-9) : Moment diagram of Rib 3**
46 **Fig 4.10 : Shear diagram of Rib 3**
53 **Fig. (4-11) : Beam geometry**
53 **Fig. (4-12) : Load of the beam**
54 **Fig (4-13) : Shear and Moment Diagrams in beam**
71 **Fig (4- 14):Moment and shear diagram of shear wall**

فهرس الجداول

رقم الصفحة	
5	الجدول (1-1) المخطط الزمني للمشروع
25	الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
26	الجدول (3-2) الاحمال الحية
27	الجدول (3-3) قيم احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر
40	Table (4-1) Check of minimum thickness of structural members
42	Table (4 – 2) Dead load calculation for topping
47	Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

List of Abbreviations

- **Ac** – area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = 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.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (kN/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ = strength reduction factor.**

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- As' = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = 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.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.

- Vu = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصـــــــــل الأول

المقدمة

1.1 المقدمة.

2.1 تعريف عام بالمشروع .

3.1 أسباب اختيار المشروع .

4.1 أهداف المشروع .

5.1 مشكلة البحث (المشروع) .

6.1 نطاق المشروع (حدود المشروع).

7.1 منهجية المشروع.

8.1 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع .

9.1 محتويات المشروع .

1.1 المقدمة :

دأب الإنسان منذ بدايته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف و التجاويف الصخرية المحيطة به , ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه , و التكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه , فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين , وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء .

واستجابة لمتطلبات التقدم والتطور بدأ بالاتجاه الى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة و الخاصة, فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات و المدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية, الخ...

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم واشغالهم , من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمستشفى في دورا – الخليل .

2.1 تعريف عام بالمشروع :

المشروع عبارة عن مستشفى يقع في مدينة دورا ، يتكون المبنى من أربعة طوابق، على مساحة قطعة ارض حوالي 15000 متر مربع ، بمساحة كلية تساوي 7260 متر مربع. وهذا المشروع يتكون من اربع طوابق، بدءاً بطابق النسوية الذي يضم مطبخ لخدمة العاملين وثلاجات للموتى ومرافق صحية ، صعودا الى الطابق الارضي والاول المكررين ويضمان غرف للمرضى وغرف للعمليات وممرات وصالات انتظار ، وانتهاءاً بالطابق الرابع الذي يضم ادارة المستشفى ، وقد صمم هذا المبنى على احدث الطرز المعمارية بما يحقق متطلبات الراحة والأمان.

3.1 أسباب اختيار المشروع :

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

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع، منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع [مستشفى] ، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :-

أ. الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :-

1. الحاجه لبناء مستشفى نظرا لقلتها في مدينة دورا .

2. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج مشروعاً حيوياً قابلاً للتنفيذ .

3. الحاجة إلى تجميع المعلومات الإنشائية وتطبيقها في مشروع إنشائي تتنوع فيه العناصر الإنشائية.

4. لانه جزء من متطلبات إنهاء درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية .

ب . الأسباب الشخصية :-

1. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .

2. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة ، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد .

4.1 أهداف المشروع :

1. أهداف معمارية :-

مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار والسياح . لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية . فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات . ويكون للمراكز الصحية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري .وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها .

2. أهداف انشائية :-

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات ، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري .
2. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل .
3. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة .

5.1 مشكلة البحث (المشروع) :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمبنى مستشفى في مدينة دورا , وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ بتحديد الأحمال الواقعة عليه , ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ , ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

6.1 نطاق المشروع (حدودالمشروع) :

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها ، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا.

7.1 منهجية المشروع:

تعتبر الدراسات التحليلية والتصميمية والتنفيذية الحديثة لأي مشروع، الضمان الرئيسي للوصول إلى عمل هندسي متكامل وناجح، وفيما يلي خطوات تبين تسلسل أعمال المشروع:

1- دراسة المخططات المعمارية الخاصة بالمشروع، والتأكد من تطابقها في أجزائها المختلفة.

2- اجراء التعديلات المعمارية اللازمة - إن وجدت - ومن ثم مراجعتها بشكلها النهائي.

3- الدراسة الإنشائية للمبنى من حيث العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وتحديد النظام الإنشائي المناسب.

4- تحديد الأحمال التي يتعرض لها المبنى سواء أكانت استاتيكية أم ديناميكية " الأحمال الميتة، الأحمال حية ".

5- عمل الدراسات التحليلية المحوسبة للعناصر الإنشائية في المبنى .

6- مراجعة نتائج الدراسات التحليلية المحوسبة يدوياً، والتأكد من تطابق النتائج.

7- عمل التصميم الإنشائي المحوسب للعناصر المختلفة، اعتماداً على الدراسات التحليلية والنتائج التي أوجدتها هذه الدراسات.

8- مراجعة التصميم الإنشائي المحوسب يدوياً.

9- ترجمة كافة النتائج التي تم الحصول عليها سابقاً على شكل مخططات تفصيلية نهائية وقابلة للتنفيذ.

10- عرض المشروع ومناقشته أمام لجنة هندسية مختصة، من أجل إدخال التعديلات اللازمة - إن وجدت - واعتماد المخططات بصورتها النهائية.

ملاحظة: كتابة نص المشروع تمت بالتزامن مع كل مرحلة من المراحل السابقة، وفقاً للمخطط الزمني المقترح.

8.1 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع :

يبين الجدول رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال الفصل الدراسي الأول .

الجدول (1-1) المخطط الزمني للمشروع

الموضوع	الأسبوع																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
اختيار المشروع																	
دراسة المخططات																	
اجراء التعديلات المعمارية																	
الدراسة الإنشائية (توزيع الأعمدة والعقدات)																	
تحديد الأحمال																	
الدراسات التحليلية والتصميم الانشائي																	
كتابة المشروع بشكل نهائي																	
تجهيز العرض النهائي																	
اجراء العرض																	

9.1 محتويات المشروع :

الفصل الأول:

يتناول هذا الفصل مقدمة عامة عن المشروع بكامل تفصيلاتها بالإضافة إلى المخطط الزمني المقترح لتسلسل مراحل العمل في المشروع.

الفصل الثاني:

يستعرض هذا الفصل الوصف المعماري الخاص بالمشروع والمزايا المعمارية المميزة لعناصر المشروع

الفصل الثالث:

يتناول تعريف عام بالمفاهيم اللازمة لعمليتي التحليل الانشائي والتصميم الانشائي، كما يظهر الوصف العام للعناصر الإنشائية المختلفة المستخدمة في المبنى.

الفصل الرابع:

يبين طريقة التحليل الإنشائي المطبقة على عينة مختارة لبعض العناصر المكونة للمشروع مع تحديد الأحمال التي تتعرض لها ومن ثم تسليحها.

الفصـــــــل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

1.2 المقدمة .

2.2 لمحة عن المشروع .

3.2 موقع المشروع .

1.3.2 اهمية الموقع.

. 2.3.2

3.3.2 العناصر المعمارية .

4.2 وصف المساقط الأفقية .

5.2 وصف الواجهات .

6.2 وصف الحركة .

1.2 المقدمة :

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

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

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

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

2.2 لمحة عن المشروع :

حيث تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى مستشفى يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة , كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل , أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت, وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المنطقة .

و بعد أن حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع , شرعنا في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية , حيث يتكون المشروع من4 طوابق ، و تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغاة من التصميم .

3.2 موقع المشروع :

1.3.2 المقدمة:

عند التخطيط لتصميم وبناء أي منشأ، تؤخذ القوى البيئية بعين الاعتبار. الموقع الجغرافي للمبنى، مواد البناء، طبوغرافية الأرض، الشمس والرياح كلها عوامل تؤثر على القرارات في مرحلة مبكرة جدا من عملية التصميم. حيث إن هذه القوى الطبيعية تساعد في بلورة شكل المبنى، وتلفظ بوضوح طريقة نشر الفراغات الداخلية للمبنى، إضافة إلى القوى الطبيعية، فإنه لا احد منا يغفل عن القوى المنظمة في قوانين البلديات والمجالس المحلية التي يمكن لها وبشكل مسبق أن تصف الاستخدام المقبول لموقع المبنى.

2.3.2 وصف الموقع:

1.2.3.2 وصف عام للموقع

يقع موقع قطعة الارض المقترحة للمشروع في مدينة دورا التي تقع إلى الجنوب الغربي لمدينة الخليل على خطي طول (35.5، 34.55) شرقي غرينتش وخطي عرض (31.26، 31.31) خط الاستواء على وجه التقريب .ويبلغ ارتفاعها عن سطح البحر (914م)في أعلى منطقة وهي موقع سنجر .وتتفاوت الارتفاعات في منطقة دورا لان المساحة التي تشملها منطقة دورا شاسعة مقارنة مع باقي المناطق والمدن الأخرى .ويحد مدينة دورا الطبيعية:

1- من الشرق الخليل والربحية ويطا.

2- ومن الغرب الدوايمة وبئر السبع.

3- ومن الجنوب يطا والسموع والظاهرية والرماضين.

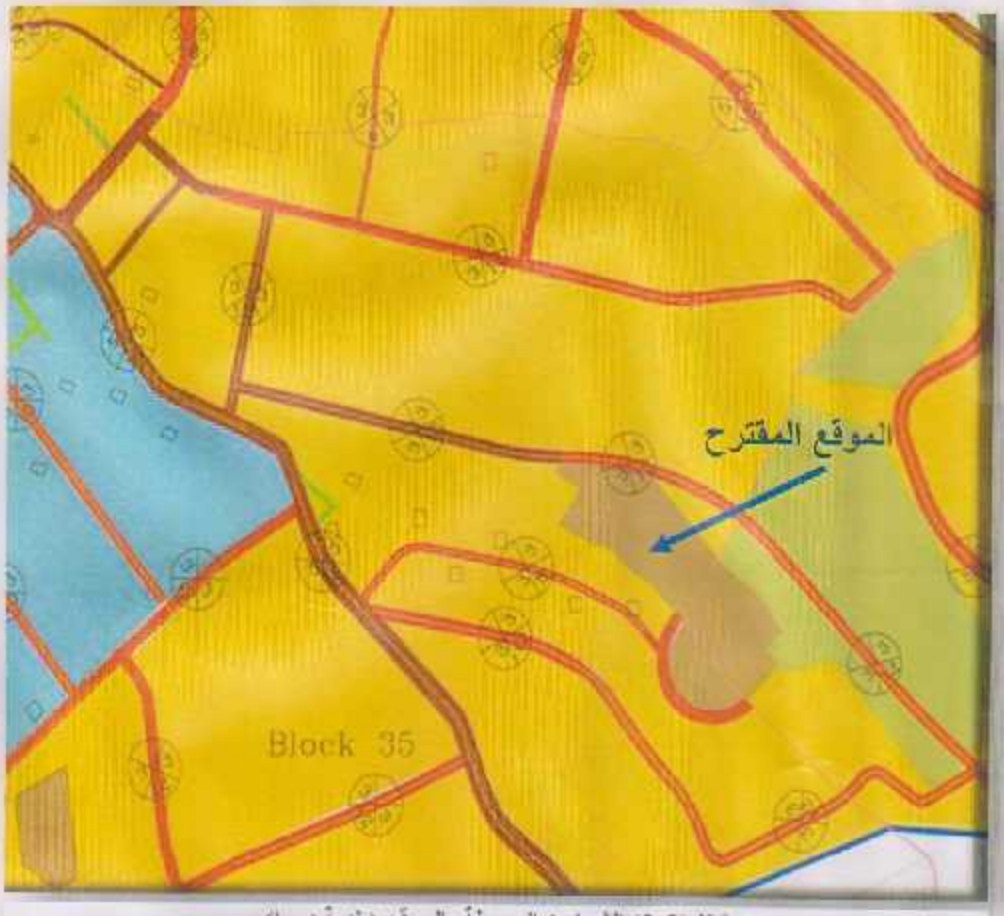
4- ومن الشمال تفوح وترقوميا وإذنا.

وتبلغ مساحة قطعة الأرض المقترحة 15 دونم والشكل التالي يبين موقع قطعة الأرض تدرجا من دولة فلسطين - جنوب الضفة الغربية - دورا - الموقع المقترح .

شكل(2-1) تحليل الموقع العام

2.2.3.2 الشوارع المحيطة بالموقع

يصل الموقع شارع غير معبد، قامت بلدية دورا بفتحه للوصول للموقع المقترح لمشروع المستشفى، وهذا الشارع يصل إلى منتصف دورا عبر شبكة من الشوارع كلها تودي إلى الشارع الرئيسي لبلدية دورا وتحديدا الشارع الذي يقع عليها مبنى بلدية دورا ،والشكل التالي يوضح الشوارع المحيطة بالموقع.



شكل(2-2) الشوارع المحيطة بالموقع (بلدية دورا)

3.3.2 أهمية الموقع:

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين ،وبسبب قرب مدينة دورا من مدينة الخليل فانها تتمتع بنفس المواصفات سواءاً على المستوى الجغرافي أو الاقتصادي ،وكانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار هذه المنطقة لإنشاء المستشفى إلى جانب حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع المناسب ؛ المميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع وتم مراعاتها و هي على النحو الآتي :

1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
3) حيوية المنطقة .
4) سهولة الوصول إلى الموقع.
5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

4.2 النواحي المعمارية:

1.4.2 المقدمة:

يلاحظ مطابقة التصميم للمعايير الخاصة بأنظمة البناء العادية والبيئية، كالارتفاعات ونوع الاستخدام والبروزات والارتدادات الملائمة والمناخ، وملائمة المداخل والمخارج للمبنى مع حركة السير في الشوارع المحيطة. وبشكل عام فقد احتفل المبنى بالعناصر الإنشائية والشفافية التي حول الإنسان المستخدم كجزء من التصميم بالإضافة إلى بساطة المنطق.

الشكل (2-3) صورة ثلاثية الأبعاد للمستشفى المقترح.

2.4.2وصف الطوابق:

تكون المشروع المقترح من أربعة طوابق بمساحة طابقية كلية تبلغ 7260 متر مربع وتبدا هذه الطوابق بطابق التسوية،تليه كافة الطوابق بجميع استخداماتها العامة، وشبه العامة والخاصة بصرف النظر عن نسبة أي من هذه الاستعمالات في كل طابق.

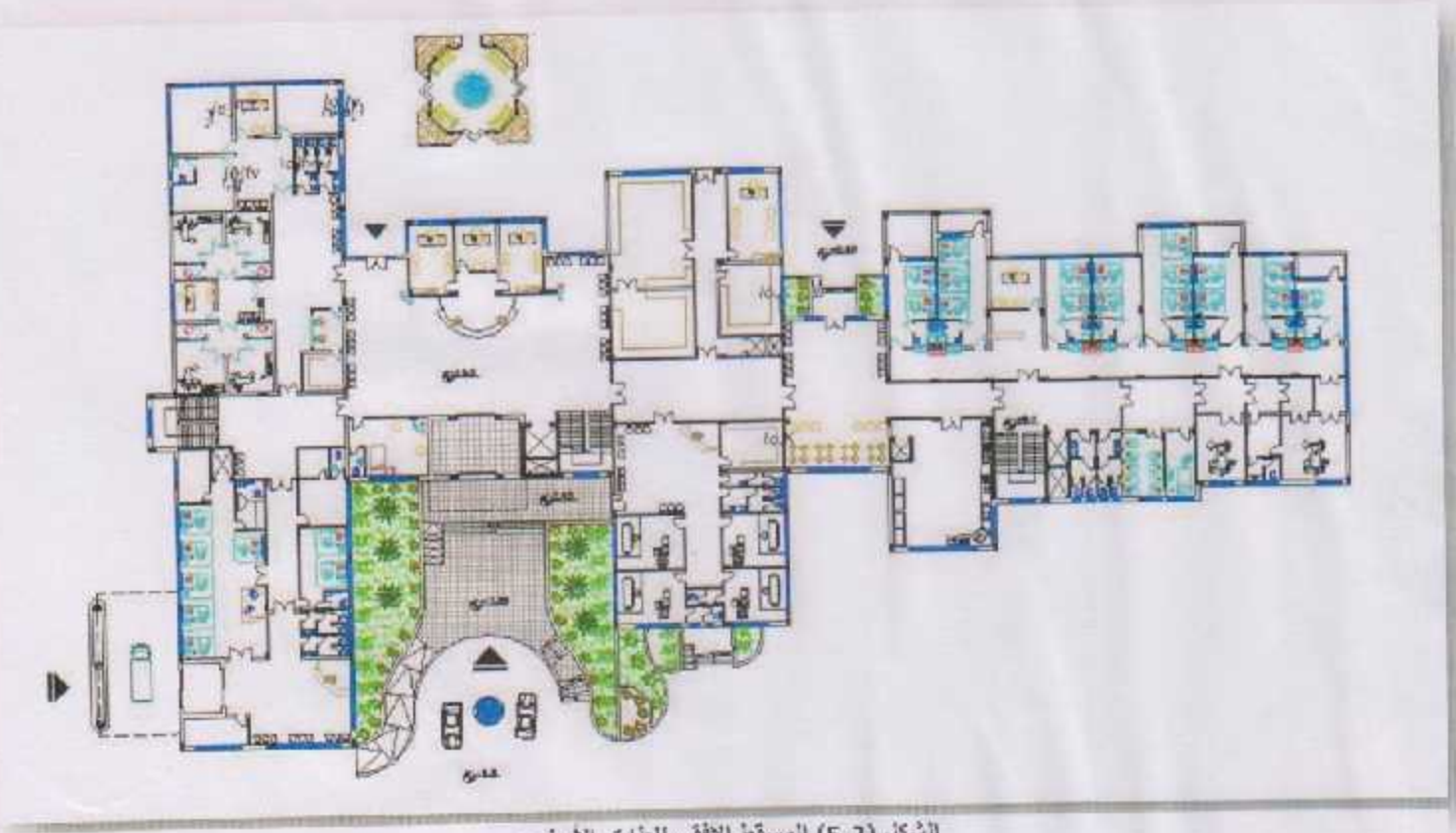
1.2.4.2 طابق التسوية:

الشكل (2-4) المسقط الافقي لطابق التسوية.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 807 متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي 3.5 متراً. ويحتوي طابق التسوية على مطبخ ومطعم لخدمة الزوار والمرضى والعاملين في المستشفى ، بالإضافة إلى وجود ثلاجة الموتى،ومخازن للمواد المختلفة والأدوية ،وبعض غرف للعاملين والمشرفين على هذا الطابق من عمال وطباخين، بالإضافة إلى وجود بئر في هذا الطابق.

مع مراعاة العلاقة السهلة المباشرة والواضحة بين هذه الفراغات من حيث قربها من بعضها البعض، وسهولة الحركة فيما بينها. كما أن وجود هذه الأماكن هنا بحد ذاته أمر منطقي وواجب، لأن أشعة الشمس لا تصل إلى هذا الحيز مباشرة

2.2.4.2 الطابق الأرضي:



الشكل (2-5) المسقط الافقي للطابق الأرضي.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 2630 متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي 3.85 متراً ويحتوي الطابق الأرضي على قسم الطوارئ، ويشمل على قسم للاستقبال بالإضافة إلى عيادات طبية وحمامات ومكاتب لموظفي هذا القسم، ويضم هذا الطابق قسم للمختبرات ويضم مختبر للبول والدم والأنسجة، كما يحوي أيضا على مخازن للدواء مرتبطة بمصعد بمستودع الأدوية في طابق التسوية بالإضافة إلى مجموعة

كبيرة من العيادات الطبية بمختلف التخصصات، وغرف للمرضى وحمامات لخدمة الزوار والمرضى، وغرف انتظار ومطبخ.

3.2.4.2 الطابق الأول:

الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الاول.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 2630 متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي 3.80 متراً، وهو تكرار للطابق الأرضي تقريبا مع اختلاف بسيط . حيث يضم هذا الطابق غرف للعمليات وتشمل مكان لغيار الملابس والتعقيم والتخدير، بالإضافة لغرف للمرضى وساحات كبيرة للانتظار وحمامات، ويضم أيضا هذا الطابق على مسجد

4.2.4.2 الطابق الثاني:

الشكل (2-7) المسقط الأفقي للطابق الثاني.

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 430 متراً مربعاً، ويبلغ ارتفاعه الصافي 3.90 متراً، وهو الطابق الأخير في المبنى يرتفع بكتله واحدة وتشمل إدارة المستشفى،وتضم غرفة للاجتماعات ومكاتب للموظفين وحمامات.

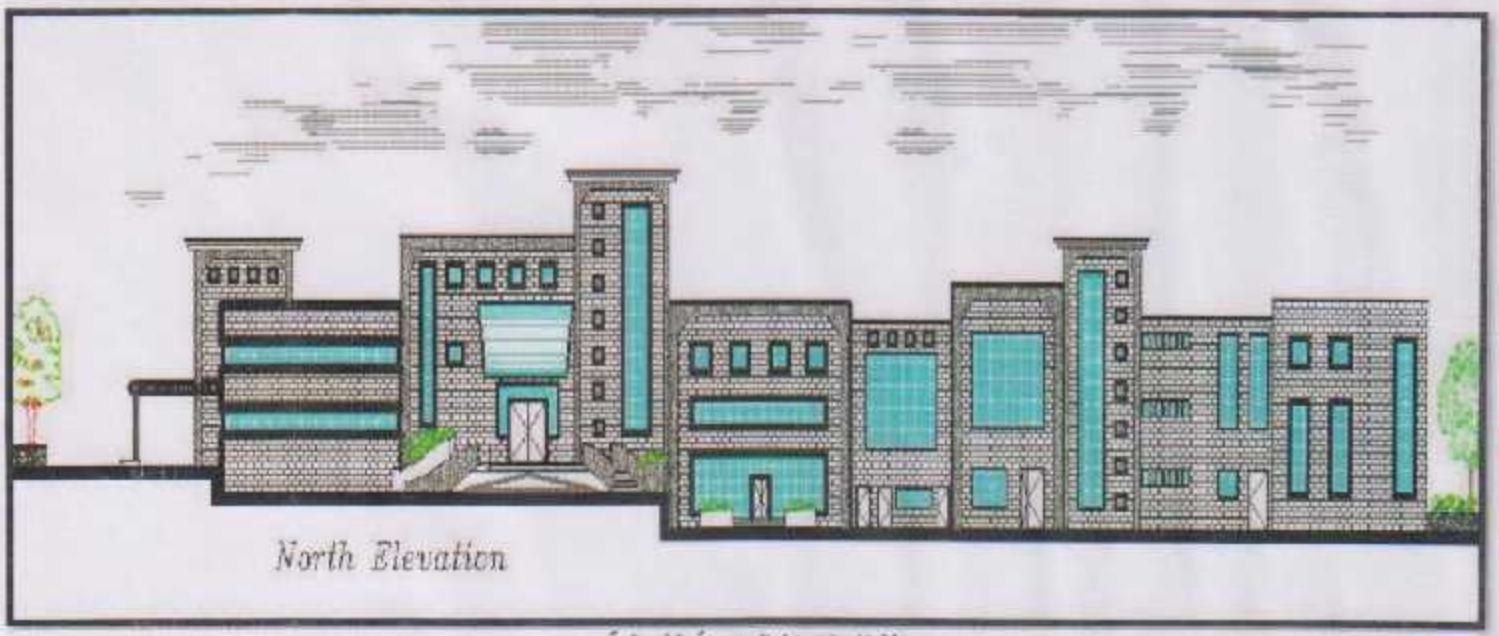
5.2 الواجهات:

1.5.2 المقدمة:

يتجلى الجمال المعماري لأي مبنى من خلال الواجهات المعمارية، التي هي بمثابة مرآة تعكس وتبرز مدى ارتباط وتناغم المبنى مع البيئة المحيطة.

2.5.2 وصف عام للواجهات:

1.2.5.2 الواجهة الشمالية:



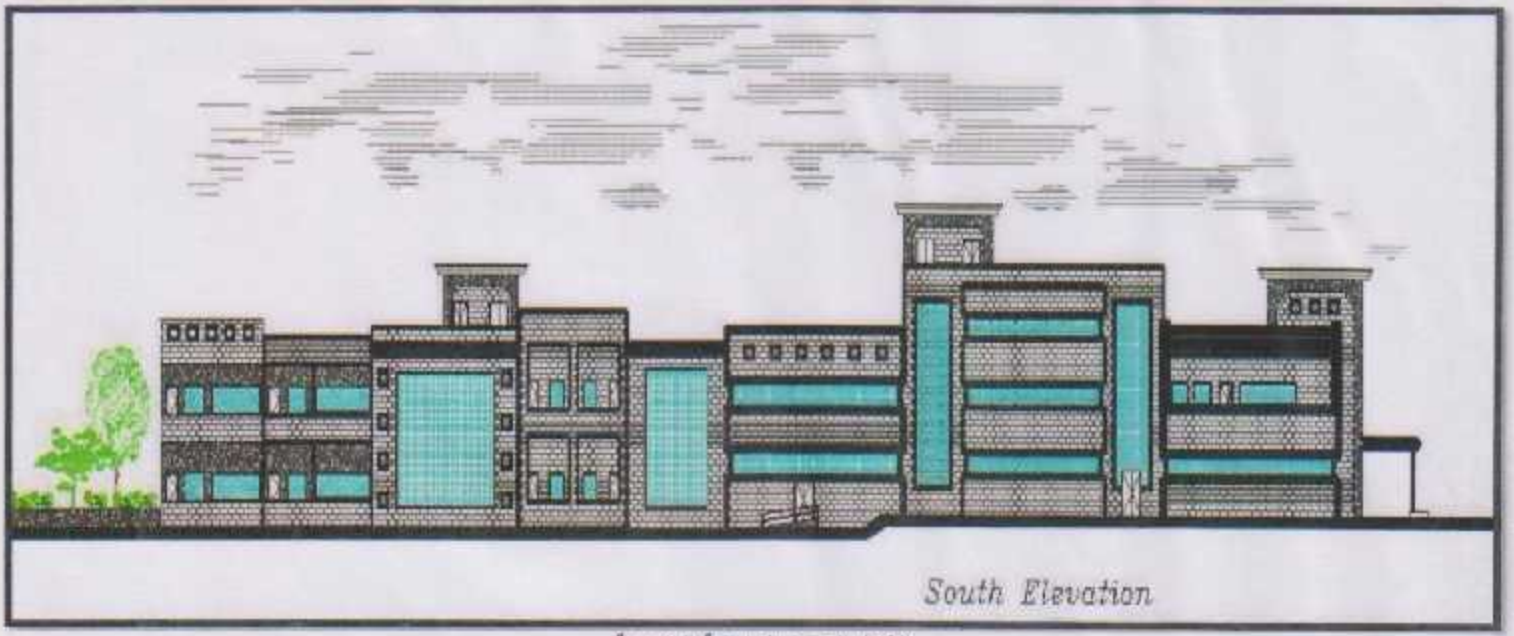
الشكل (2-8) الواجهة الشمالية .

يبلغ طول هذه الواجهة 18.5 متراً ، وهي الواجهة الرئيسية للمبنى. تطل هذه الواجهة على شارع عام معبد وتحتوي هذه الواجهة على المدخل الرئيسي للمبنى والمؤكد بطريقة معمارية مميزة .

قد تم استخدام عدة أنواع من مواد البناء في هذه الواجهة أمثال الحجر الأحمر، والحجر المسمسم والحجر الأبيض الأملس. بالإضافة إلى استخدام الألواح الزجاجية بأشكال متعددة منها المربع ومنها ما هو بارز

بزاوية، من أجل إضفاء نوع من الحركة لواجهة المبنى. وقد تم عمل إطارات حجرية معمارية جميلة على بعض الكتل المعمارية القريبة.

2.2.5.2 الواجهة الجنوبية:



الشكل (2-9) الواجهة الجنوبية .

يبلغ طول هذه الواجهة 18.5 متراً ،وتعتبر ثاني أهم واجهة للمبنى من بعد الواجهة الشمالية حيث تحوي على مدخلين خلفيين للمستشفى.

ونلاحظ تكديس الألواح الزجاجية في هذه الواجهة والتنويع في استخدامها في نفس الوقت، فهنالك الألواح الطولية والعرضية والممتدة بالاتجاهين، بالإضافة إلى استخدام الألواح الزجاجية بأشكال متعددة منها المربع ومنها ما هو بارز بزاوية، من أجل إضفاء نوع من الحركة لواجهة المبنى.

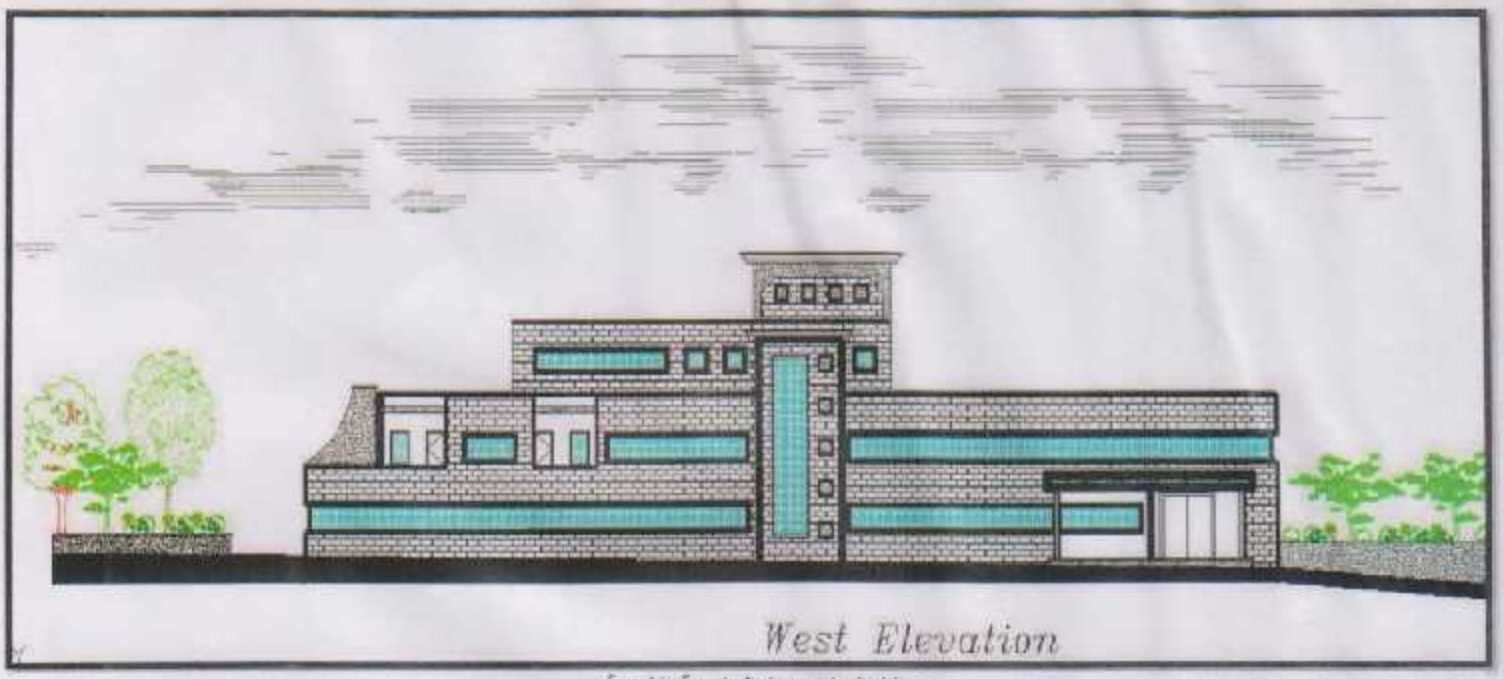
3.2.5.2 الواجهة الشرقية:

الشكل (2-10) الواجهة الشرقية.

يبلغ طول هذه الواجهة 19.4 متراً تطل هذه الواجهة على المنحدر المؤدي إلى موقف السيارات السفلي، كما تطل أيضا على حديقة المستشفى مما يمنحها قدرا من الأهمية.

تم تصميم الألواح الزجاجية بشكل طولي لإعطاء انطباع بطول الواجهة. وقد تم إضافة القطع الحجرية المربعة من الحجر الأحمر في بعض زوايا المبنى، مما يضيف نوع من التناغم والتناسق الحركة في الواجهة، ويلاحظ أيضا التدرج في ارتفاعات الكتل الحجرية.

4.2.5.2 الواجهة الغربية:



الشكل (2-11) الواجهة الغربية.

يبلغ طول هذه الواجهة 15.8 متراً، وهي أقرب ما يكون من الواجهة الجنوبية حيث يظهر فيها نفس التدرج في بناء الحجر والحجم، كما ويلاحظ بأنهما متناظرتين إلى حد كبير حول الخط الفاصل بينهما.

تم تصميم الألواح الزجاجية بشكل طولي لإعطاء انطباع بطول الواجهة، حيث أنها أصغر من بقية واجهات المبنى. وقد تم إضافة القطع الحجرية المربعة من الحجر الأحمر في بعض زوايا المبنى، مما يضيف نوع من التناغم والتناسق الحركة في الواجهة، ويلاحظ أيضا التدرج في ارتفاعات الكتل الحجرية.

6.2 وصف الحركة :

تأخذ الحركة أشكالا عدة ، سواء من الخارج أو من الداخل ، فالحركة من الخارج الى الداخل تتم بشكل سلس ويمكننا الوصول للمبنى من عدة أماكن مثل : الدرج ، وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى ، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتنقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد ، وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ، بالإضافة إلى الحركة الرأسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الادراج والمصاعد الكهربائية المتوفرة في أماكن متعددة في المبنى , وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينهما .

الفصـــــــل الثالث

الوصف الانشائي للمشروع

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

1.3 مقدمة :

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

2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

1.3.3 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأ ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

1.1.3.3 الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

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

2.1.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , او استعمالات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة, وهي تشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لأخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (3-2) الاحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	9.0
2	المدارس	5.0
3	المستشفيات	5.0
4	المباني التجارية	4.0
5	المطاعم	5.0
6	المباني السكنية	2.5
7	المباني التعليمية والكليات	7.0

3.1.3.3 الأحمال البيئية

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

1. الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية او المنشآت او اجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار ($0.4\ KN/m^2$) حسب الكود الأردني.

2. الثلوج

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

الجدول (3-3) قيم احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

علو المنشأ عن سطح الارض (H) (بالمتر)	احمال الثلوج (KN /M²)
H < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الإنقلاب. ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على اداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم

4.3 العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

1.4.3 العقدات

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

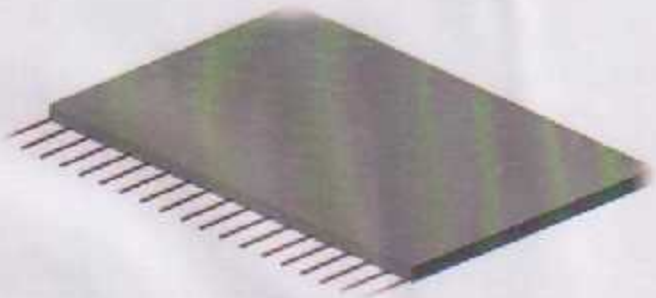
أ. البلاطات المصمتة (Solid Slabs)

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

1.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs) :

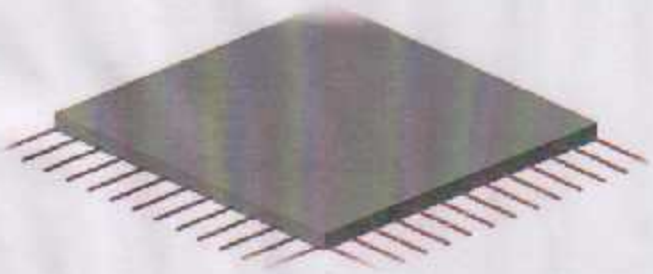
ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج وعقدة بئر المياه



الشكل (3-1): عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد.

2.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

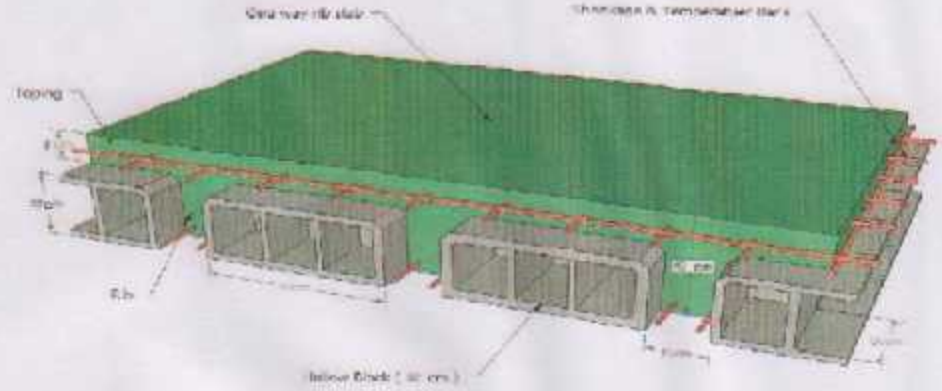
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-2). تم استخدام هذا النوع من العقدات في بعض عقدات بيت الدرج .



الشكل (3-2): عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.

3.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

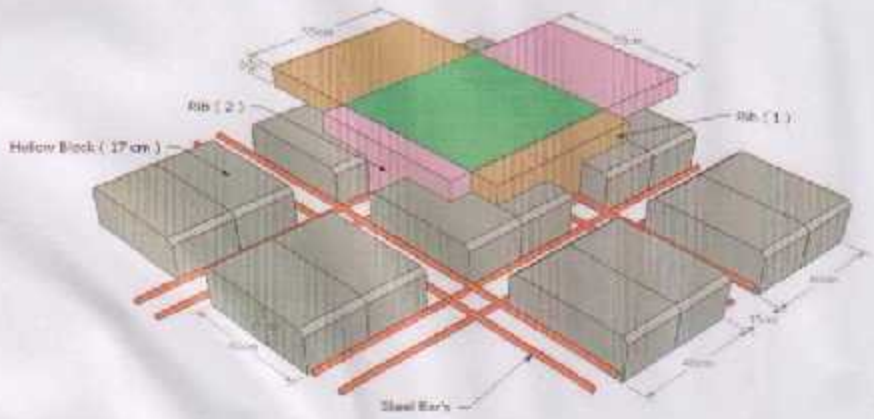
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه العقدات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



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

4.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

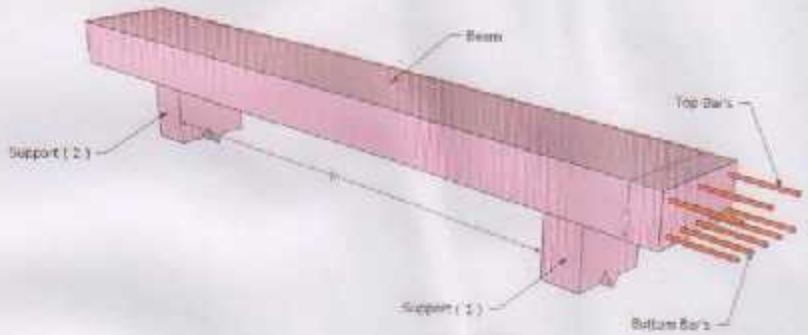
لم نستخدم هذا النوع من العقدات في المشروع.

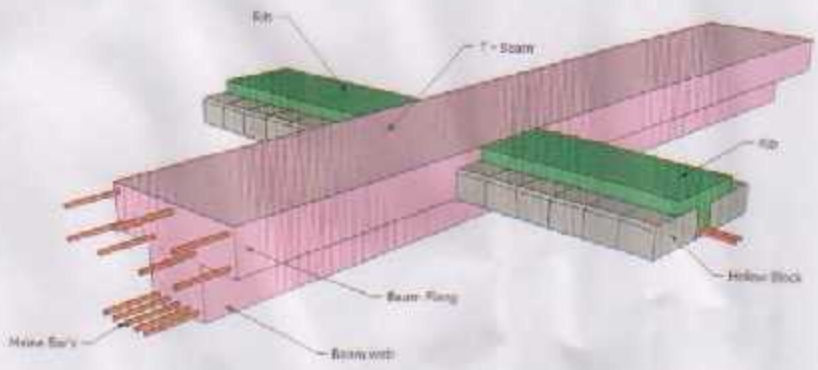


الشكل (3-4): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2.4.3 الجسور:

و هي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين جسور مستورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Drop Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الواقعة،فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مدلاة في اغلبها تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.

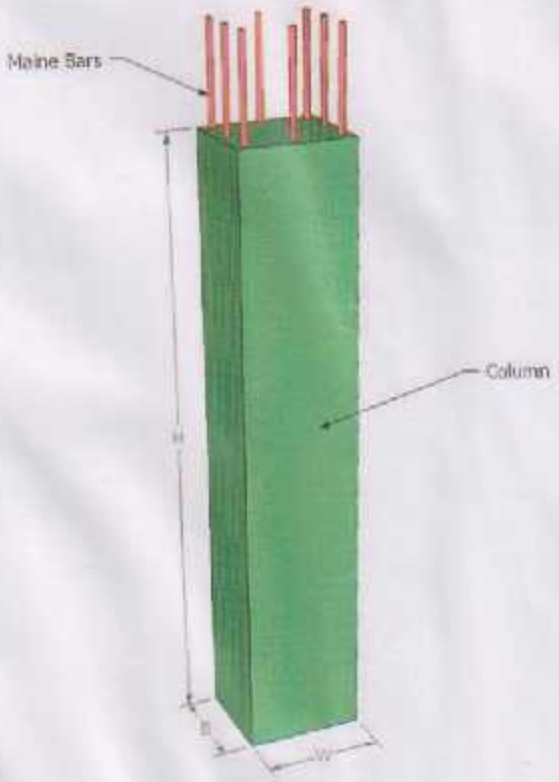




الشكل (3-5) أشكال الجسور المدلاة و المستورة.

3.4.3 الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين ، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة.ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف اخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول . فهناك الأعمدة الطويلة. بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة . ومن حيث طبيعتها. ومن حيث الشكل فهي مستطيلة الشكل. ويبين الشكل (3-6) مقطعا لعمود:



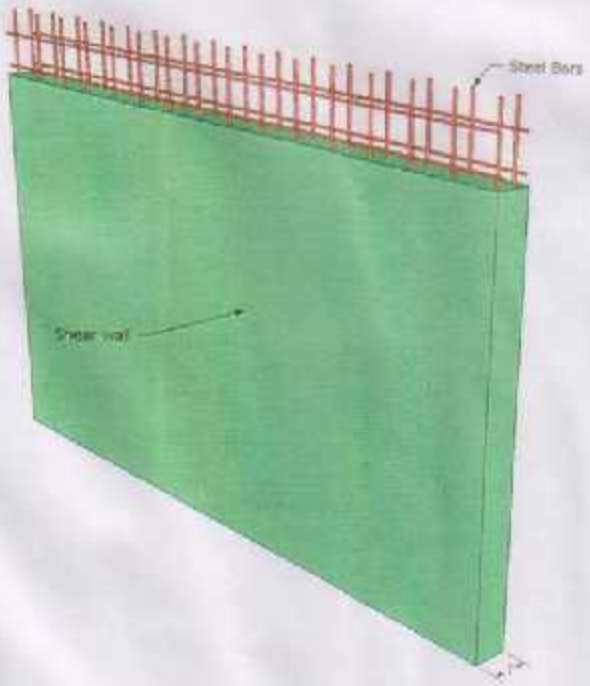
الشكل (3-6): أحد أشكال الأعمدة

4.4.3 جدران القص :

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

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

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

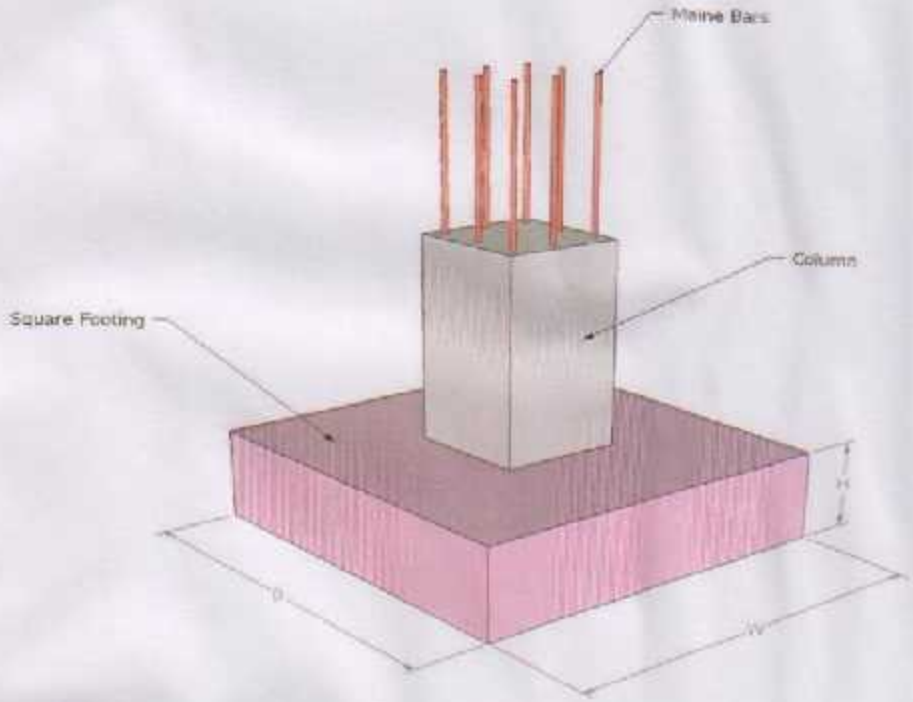


الشكل (3-7): جدار القص.

5.4.3 الأساسات:

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

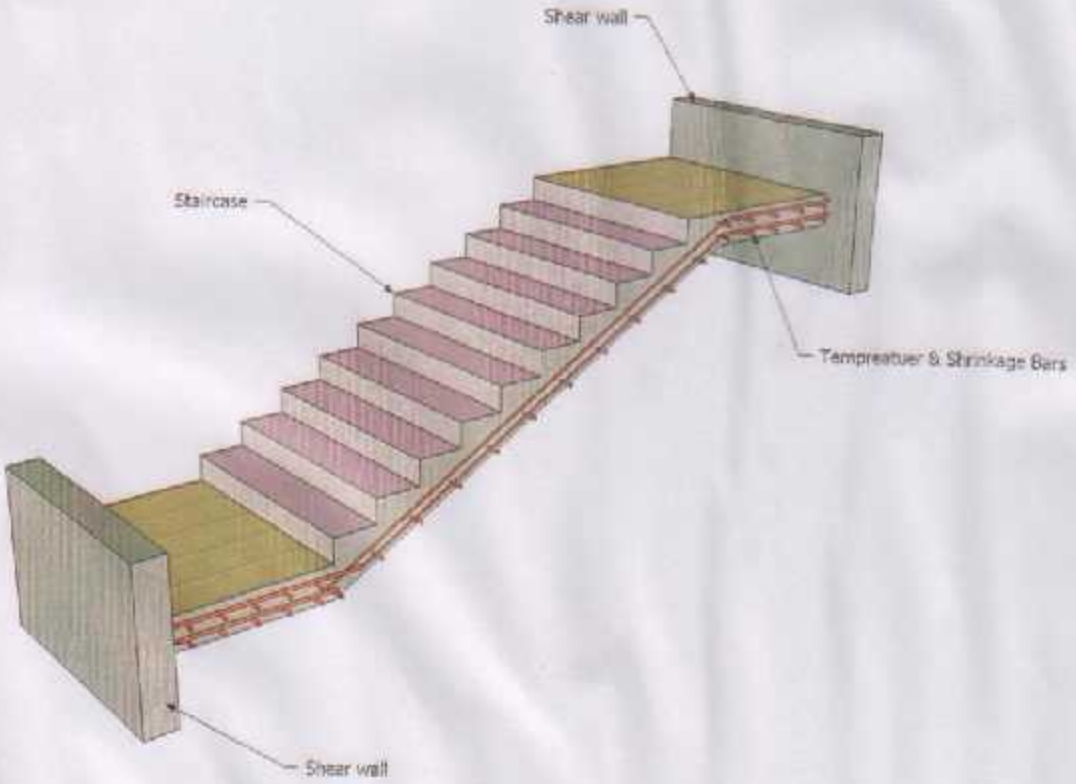
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل (3-8) : الأساس المنفرد.

6.4.3 الادراج:

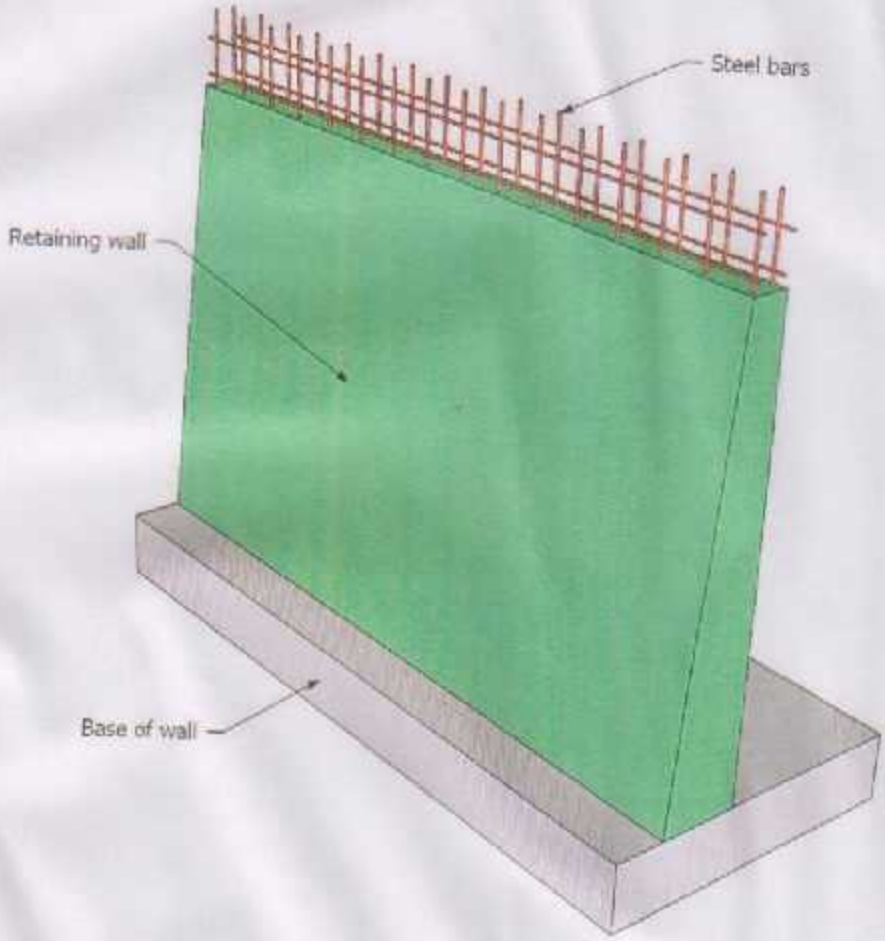
الادراج عبارة عن العنصر المعمارى و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة .ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عتبة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع . وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي. والشكل (3-9) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3-9): الدرج .

7.4.3 الجدران الاستنادية:

بسبب الإختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (3-10) جدار استنادي.

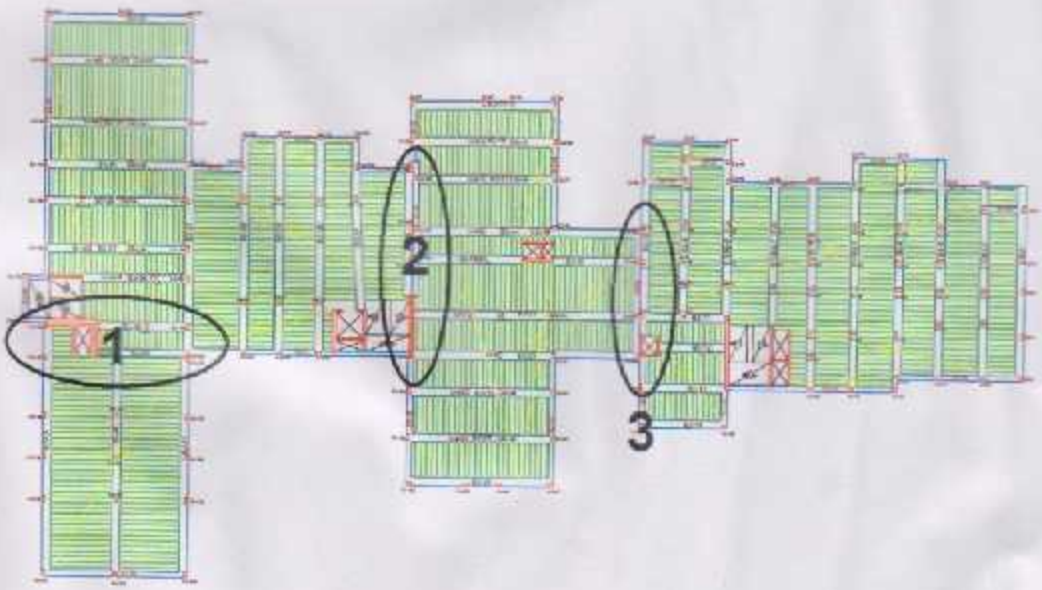
8.4.3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط وقد تكون الفواصل للغرضين معاً, و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر , و ذلك للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات .

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

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها, وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.
- يكون فاصل التمدد من 2 - 5 سم .



الشكل (3-11) فواصل التمدد في المبنى .

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Check of minimum thicknesses of structural members.

4.4 Design of topping.

4.5 Design of Rib (R 3 , GF)

4.6 Design of Beam (B 1-42)

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

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.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_14)**.

✓ **Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting.

The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,
Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:
The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

✓ Code : ACI 2014
UBC

✓ Material :
Concrete: B300.... ($fc' = 30*0.8 = 24MPa$).

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}
Mild steel : A-36
Connection Type : Weld , Bolts

✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in our project are determined by:
Wu = 1.2 DL + 1.6 LL

4.3 Check of minimum thickness of structural member :

	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): Check of minimum thickness of structural members

For rib :

h min =L/18.5=6.45/18.5=34.8 cm
select : 35 cm thickness with 24 cm block and 8 toping .

For beam :
hmin for =L/18.5=7.25/18.5=40cm select h=50

select h=(27+8)=35cm for rib slab with drop beam h=50cm.

4.4 Design of topping:

✓ **Statically system for topping :**

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

Fig 4.1: topping load and moment diagram.

For the topping , the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Quality Density	Calculation		
1	Reinforced Concrete Topping	25	0.08×25×1		
2	Sand	17	0.07×17×1		
3	Mortar	22	0.02×22×1		
4	Tile	23	0.03×23×1		
5	Partition	0	0		
6	Plaster	22	0.02×22×1		
		=	$\sum$	4.76	KN/m

Nominal total dead load = 4.76 KN/m^2.
Nominal total live load = 5 KN/m^2.

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section :-

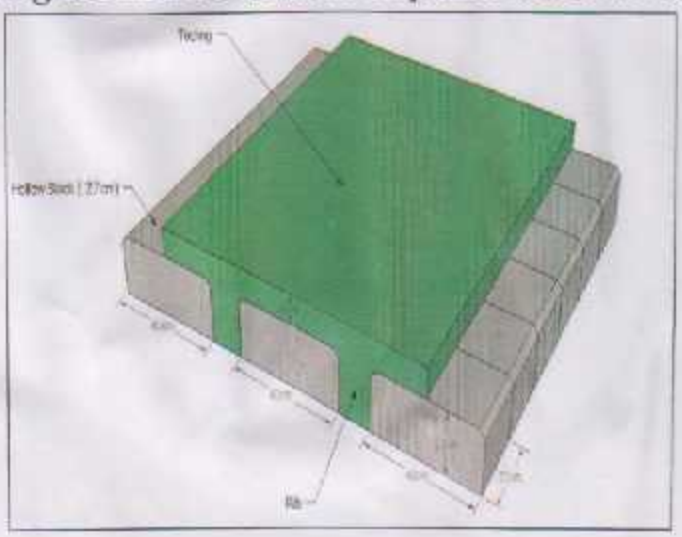


Fig. (4-2) : Topping of one way rib slab

$q_u = 1.2 \times D + 1.6 \times L$

13.7 KN/m. (total factored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.19 \text{ KN. m}$$

$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207$ KN. m

$\emptyset M_n = 1.207$ KN. m $> M_u = 0.19$ KN. m

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$\rho = 0.0018$

$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2$.

∴ Use Ø8 @ 20 cm in both directions.

Check shear strength :

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.74 \text{ KN. m}$$

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

49 > 2.74

∴ No shear reinforcement is requirement .

4.5) Design Rib :

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

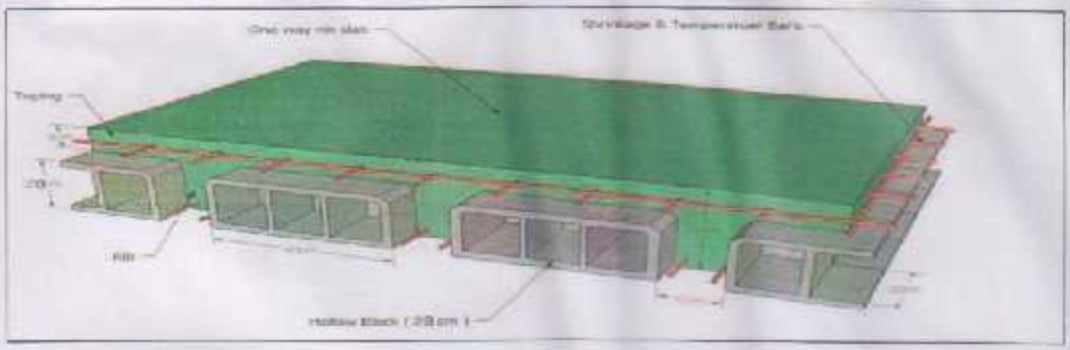


Fig. (4-3) : One way rib slab

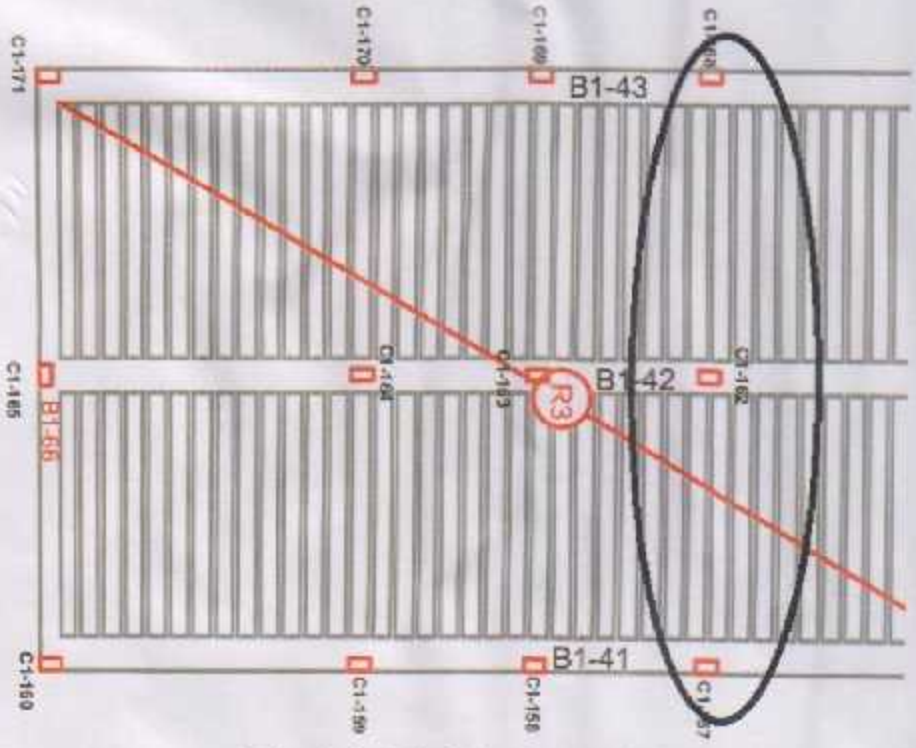


Fig 4.4: Rib3 in Ground floor.

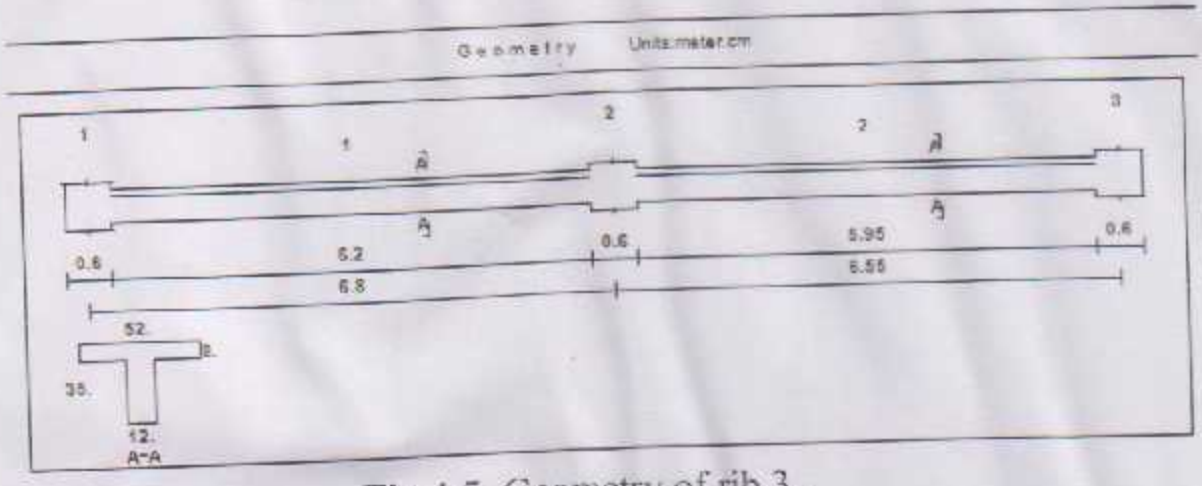


Fig 4.5: Geometry of rib 3 .

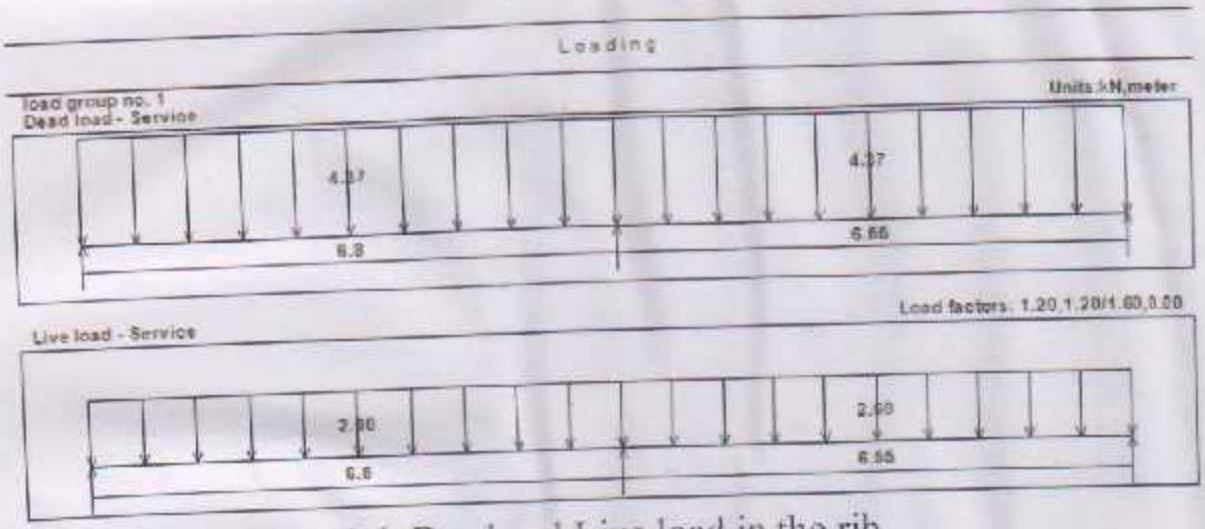


Fig 4.6 :Dead and Live load in the rib .

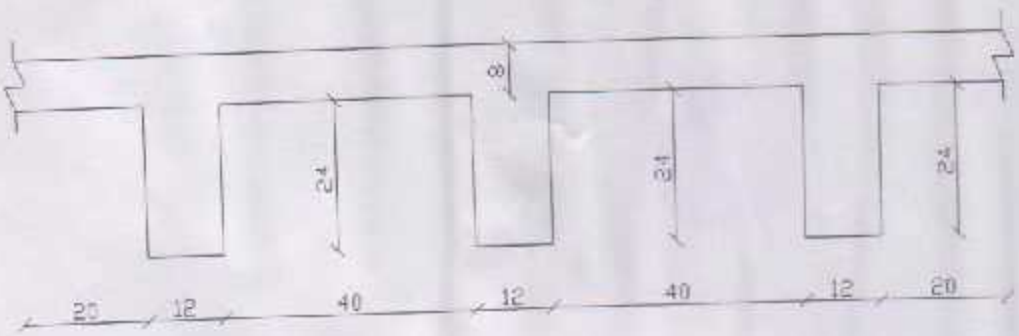


Fig 4.7: Geometry of rib and it's dimension.

Rib 1

Reactions

Factored

DeadR	13.53	43.77	12.71
LiveR	12.34	34.72	11.95
Max R	25.87	78.49	24.66
Min R	11.92	60.67	10.84
Service			
DeadR	11.26	36.47	10.59
LiveR	7.71	21.7	7.47
Max R	18.99	58.17	18.06
Min R	10.27	47.04	9.42

Fig 4.8 : Reactions of rib (live and dead).

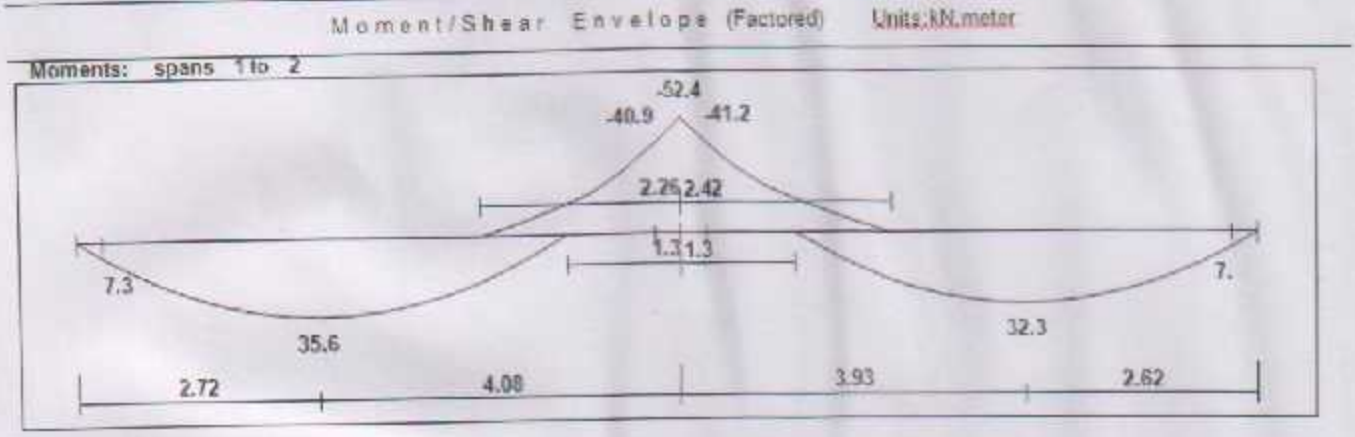


Fig 4.9 : Moment diagram of Rib 3 .

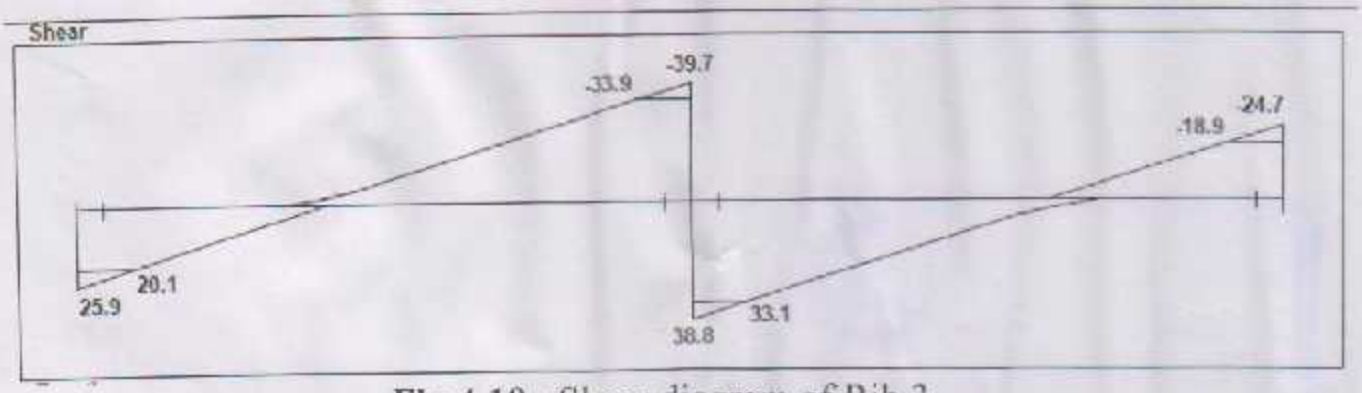


Fig 4.10 : Shear diagram of Rib 3 .

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Material	Quality Density	Calculation
1	Topping	25	0.52×0.08×25 = 1.04
2	Rib	25	0.27×0.12×25 = 0.81
3	Sand	17	0.52×0.07×17 = 0.6188
4	Mortar	22	0.52×0.02×22 =0.2288
5	Tile	23	0.52×0.03×23 =0.3588
6	Plaster	22	0.52×0.02×22 =0.228
7	Block	10	0.4×0.27×10 = 1.08
8	Partitions	0	0
		∑ =	4.36 KN/m

L = 5*0.52 = 2.6 KN/m

Qu = 1.2* D = 5.23 KN/m
1.6*L = 4.16 KN/m

Effective flange width (b_E) ACI-318-14 (6.3.2)

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

$b_E \leq \frac{1}{2} *$ clear span + b_w = 520 mm .....Controlled.

≤ Span/4 = 495/4 = 123.75 mm.

< $(16\times t_f) + b_w = (16\times 80) + 120 = 1400$ mm.

→b_E= 520 mm.

for main positive reinforcement Φ16 assume bar diameter

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 350 – 20– 8 –16/2= 314 mm.

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For hf = 0.08 m

$$M_{nf} = 0.85\, f'_c * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$$

$$= 0.85 * .52 * 24 * 0.08 * \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 232.5 \text{ KN.m}$$

$\emptyset M_{nf} = 0.9 \times 232.52 = 209.27$ KN.m

Positive moment span 1 $Mu^{(+)}$ = 35.6 KN.m

$\rightarrow \emptyset M_{nf} = 209.27$KN.m > $M_{u\,max} = 35.6$ KN.m.

∴ Design as rectangular section.

Mn = Mu / ∅ = **35.6** / 0.9 = 39.55 KN.m.

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

$$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{35.2*10^6}{520*314^2} = 0.77 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.77*20.6}{420}}\right) = 0.00186 .$$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b_E \times d = 0.00186 \times 520 \times 314 = 305.22$ mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$ ACI-318-14 (9.6.1.2)

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$$

$=109.87$ mm^2 <125.6 mm^2 ..... Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} < As_{req}$..

2 Ø14 = 306 mm^2 > As_{req} ... OK.

∴ **Use 2 Ø14**

→ **Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-14 (9.3.3)

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f'_c \times b \times a$

$306 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 12.15$ mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.15}{0.85} = 14.29$ mm

× Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d*.0003}{x} - 0.003$

$= \frac{314*.003}{14.29} - 0.003 = 0.062 > 0.005$

$\therefore \emptyset = 0.9$ .... OK.

Positive moment span 2 $Mu^{(+)}$=32.3 KN.m

→ $\emptyset M_n = \emptyset * C * (d - t/2)$

$=0.9*0.85*24*80*520*(314-80/2)$

$= 209.27$ KN.m

$\emptyset M_n = 209.27$ KN.m > $M_{u\,max} = 32.3$ KN.m.

∴ Design as rectangular section.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{32.3*10^6}{0.9*520*(314)^2} = 0.69$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.69*20.6}{420}}\right) = 0.00167$

→ $A_s = \rho \times b_E \times d = 0.00128 \times 520 \times 314 = 272.94$ mm^2.

$As = 272.94$ mm^2 > $As_{min} = 125.5$mm^2

Acc. ١٢٨٦٥
Class.

$\therefore$ 2 Ø14 with As = 306mm^2 > As = 272.94 mm^2

$\therefore$ **Use 2 Ø14.**

→ Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f'_c \times b \times a$

$306 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 12.11$ mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.11}{0.85} = 14.25$ mm × Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d*.0003}{x} - 0.003$

$= \frac{314*.003}{14.25} - 0.003 = 0.063 > 0.005$

$\therefore \emptyset = 0.9$ .... OK.

Design of negative moment of the rib :-

According to ACI-318-14 (9.4.2.1) , For beams built integrally with supports, **Mu** at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

Negative moment $Mu^{(-)}$ =41.2 KN.m

Design as rectangular section with b = bw = 120 mm

Mn = Mu /Ø = 0.9*0.85*24*80*120*(286 - 80/2) = 43.36 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{41.2*10^6}{0.9*120*314^2} = 3.86$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*.3.86*20.6}{420}}\right) = 0.0102$

$\rightarrow A_s = \rho \times b_w \times d = 0.0102 \times 120 \times 314 = 387.3\ mm^2$.

$\rightarrow As = 387.3\ mm^2 > As_{min} = 125.6 mm^2$

$2\ Ø16 = 402\ mm^2 > As_{req} = 387.3\ mm^2$ .... OK.

∴ Use 2 Ø16

→ Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f'_c \times b \times a$

$402 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$

$a = 69$ mm.

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{69}{0.85} = 81.14$ mm

× Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

$\varepsilon_s = \frac{d*.0003}{x} - 0.003$

$= \frac{316*.003}{81.14} - 0.003 = 0.0082 > 0.005$

∴ Ø = 0.9 .... OK.

Design of shear of the rib

Vc , provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams . ACI-318-14 (9.8.1.5)

d = 350 - 20- 8 -(16/2) = 314 mm .

Vu = 33.9 KN .

$1.1 * ØV_c = 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.314 = 25.38$ KN.< Vu= 33.9

take region III :

$V_{limit} = Ø * Vc + Ø * Vs$

$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120 * 314 = 11.53$ KN

or

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 120 * 314 = 12.56\ KN \quad \ldots . control$$

$$\emptyset * Vc = 25.38 < Vu = 33.9 \leq \emptyset * (Vc + Vsmin) = 34.8$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{\sqrt{fc'} * bw}{16 * fy} = \frac{\sqrt{24} * 120}{16 * 420} = 0.089$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{bw}{3 * fy} = \frac{1120}{3 * 420} = 0.095$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{100.53}{s} = 0.095$$

$$s = 1058.2$$

$$S_{req} \leq \frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157 \leq 600\ mm$$

select Ø8 @ 15 cm . 2 leg – stirrups

4.6 Design Beam (B 1-42) at the Ground Floor Slab :

Material :-

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

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

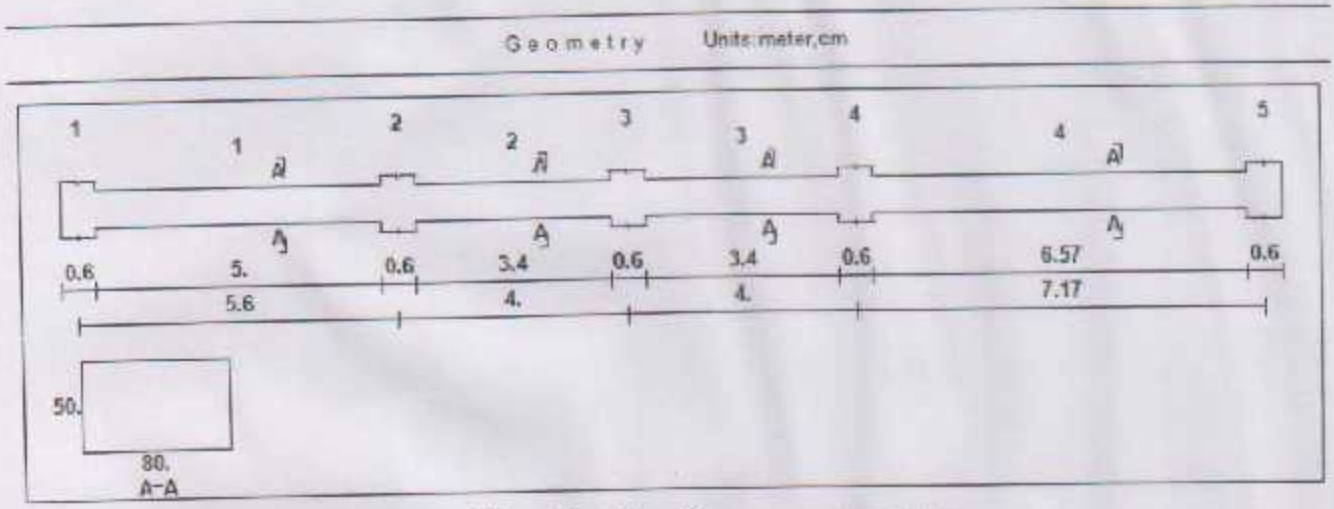


Fig. (4-11) : Beam geometry.

Load of beam :- Load of this beam come from reaction of Rib 3 as following :

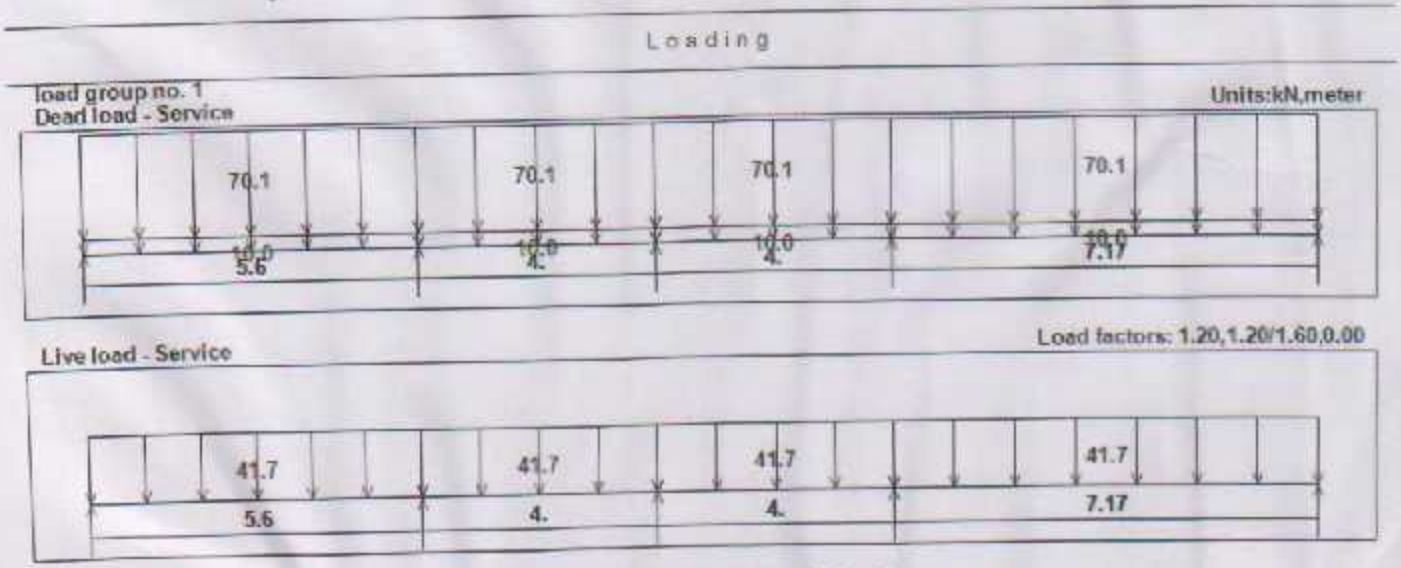


Fig. (4-12) : Load of the beam.

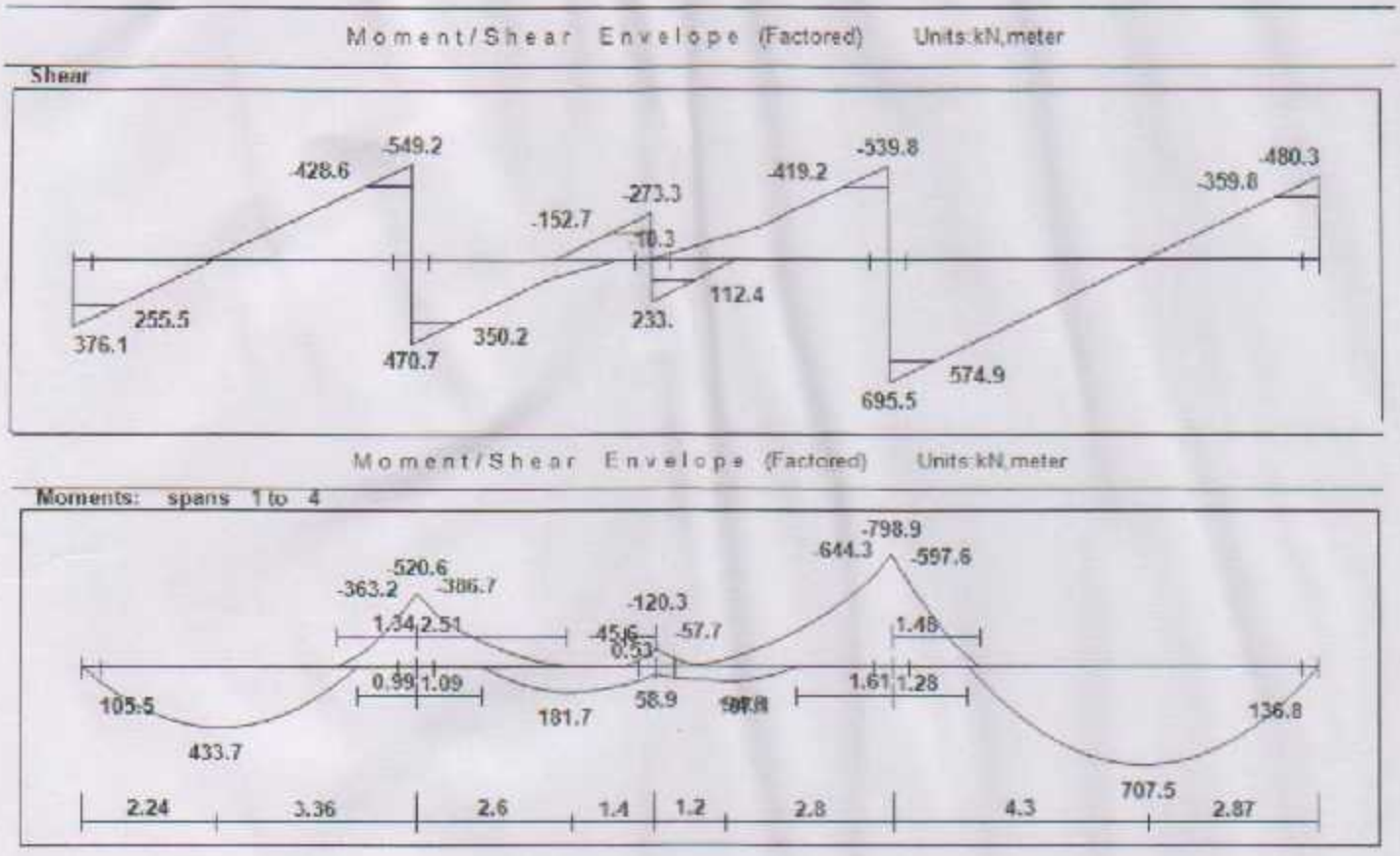


Fig (4-13) : Shear and Moment Diagrams in beam

Positive moment $M_u^{(+)} = 433.7KN.m$

$d = h - \text{cover} - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2} = 500 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 437.5mm$

Determine of $M_{n,max}$:

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.437.5 = 187.5\ mm$$

$$a = \beta.x = 187.5 * 0.85 = 159.37mm$$

$\mathbf{Mn_{max} = 0.85f'_c ab(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*159.37*800*(437.5-159.37/2) *10^{-6} = 930.23\ KN.m}$

$\emptyset\ Mn_{max} = 0.82 * 930.23 = 762.78\ KN.m > 433.7\ KN.m$

Design as singly reinforcement

From the geometry of rectangular Section :
bw = 800 mm h= 500 mm

The effective width (be) according to ACI 8.12.2 be is the smallest of :

The beam will act as (Rectangular Section).

$$Kn = \frac{433.7*10^6}{.9*800*(437.5)^2} = 3.14 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(3.14)}{420}}\right) = 0.00816$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00816 \times 800 \times 437.5 = 2856 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(437.50) \geq \frac{1.4}{420}(800)(437.5)$$

$As_{min} = 10.2 > 11.66$ ..... the larger is control

$2856\, mm^2 > As_{min} = 1166 mm^2$

Take 15 Ø16 with As=3015 mm^2

Check for strain:

Tension = compression

$$As_1 \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$3015*420 = 0.85*24*800*a$$

$$a = 77.59mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{77.59}{0.85} = 91.28mm$$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{437.5-91.28}{91.28}\right)*0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005 \rightarrow \rightarrow \rightarrow ok$$

Positive moment $M_u^{(+)}$ = 181.7 KN.m .

$$kn = \frac{181.7*10^6}{0.9*800*(437.5^2)} = 1.13 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(1.13)}{420}}\right) = 0.00275$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00275 \times 800 \times 437.5 = 969.3 \text{ mm}^2$$

$969.3\ mm^2 < As_{min} = 1166 mm^2$

Use 8Φ 14 with As = 1224 mm² > As min

Check for strain:

Tension = compression

$$As \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$1224*420 = 0.85*24*800*a$

$a = 31.5mm$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.5}{0.85} = 37.05mm$$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{437.5-37.05}{37.05}\right)*0.003$$

$\varepsilon_s = 0.0324 > 0.005 \rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$

Positive moment $Mu^{(+)} = 707.5$ **KN.m .**

$$kn = \frac{707.5*10^6}{0.9*800*(437.5^2)} = 5.13 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(5.13)}{420}}\right) = 0.014$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.014 \times 800 \times 437.5 = 5015 \text{ mm}^2$$

$5015\ mm^2 > As_{min} = 1166 mm^2$

Use 16Φ 20 with As 5024 mm² > As req

Check for strain:

Tension = compression

$$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$5024*420 = 0.85*24*800*a$

$a = 129.3 mm$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{129.3}{0.85} = 152.17 mm$$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{437.5 - 152.17}{152.17}\right)*0.003$$

$\varepsilon_s = 0.0054 > 0.005 \rightarrow \rightarrow \rightarrow ok$

Negative moment $Mu^{(-)}$ = 386.7 **KN.m**

Assume Φ 25

$$d = h - cover - d_{stirups} - \frac{d_b}{2} = 500 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 437.5\ mm$$

$$kn = \frac{386.7 * 10^6}{0.9 * 800 * (437.5^2)} = 2.8\ \text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.8)}{420}}\right) = 0.0072$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.014 \times 800 \times 437.5 = 2520\ mm^2$$

$2520\ mm^2 > As_{min} = 1166 mm^2$

Use 13Φ 16 with As 2613 mm^2 > As req

Negative moment $Mu^{(-)}$ = 644.3 **KN.m**

Assume Φ 25

$$Kn = \frac{644.3}{0.9 * 800 * 437.5^2} * 10^6$$

$$= 4.76$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(4.67)}{420}}\right) = 0.0128$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.0128 \times 800 \times 437.5 = 4483.13 mm^2$

$As_{req} = 4483.13\ mm^2 > As_{min} = 1166\ mm^2$

Use 15Φ 20with As = 4710 mm² $> As_{req} = 4483.13\ mm^2$

Check strain :

$T = C$

$4710 * 420 = 0.85 * 24 * a * 800$

$a = 121.21\ mm^2$

$$X = \frac{121.21}{0.85} = 142.6\ mm^2$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \frac{(437.5 - 142.6)}{142.6}$$

$\epsilon_s = 0.0062 > 0.005$

$so\ \emptyset = 0.9$

Design of shear:-

$$\phi Vc = \phi \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times b_w \times d$$

$$= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 437.5 = 214.33\ KN.$$

$$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{3} \times \times 800 \times 437.5 = 87.5\ KN$$

$5^* \phi Vc = 5^*214.33 = 1071.65$ Kn > 574.9

$$Vs` = \frac{\sqrt{24}}{3} \times 800 \times 437.5 = 571.5\ KN$$

$$\text{Vs max} = \frac{2}{3} * \sqrt{fc`} * \text{bw} * \text{d}$$
$$= \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 800 * 437.5$$
$$= 1143 \text{ Kn}$$

$\emptyset(Vc + Vsmin) = 0.75 * (285.7 + 116.6) = 301.83$

$\emptyset(Vc + Vs`) = 0.75 * (285.7 + 571.5) = 642.955$

$\emptyset(Vc + Vs, max) = 0.75 * (285.7 + 1143) = 1071.5$

» **Span 2 : Vu = 574.9 KN .**

$\emptyset(Vc + Vsmin) < \text{Vu} \leq \emptyset(Vc + Vs`)$

$301.83 < 574.9 \leq 642.955$

Region IV :

$$\text{Vs} = \frac{574.9}{0.75} - 285.7 = 480.8 \text{ KN}$$

select 2 leg .Ø10 ,,,,, $Av = 2 \times 78.5 = 157\ mm^2$

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{157 * 420 * 437.5}{480.8 * 1000} = 60\ mm \qquad (control)$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{437.5}{2} = 218.75 \leq 600\ mm$$

select 2 leg .Ø10 /20cm

4.7 Design of Column (C 1-111)

Material :-
concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$ $Fy=420\ N/mm^2$

***Service Load**:-

Dead Load = 2136KN
Live Load = 1080 KN

Factored Load:-

***$P_U = 1.2 \times 2136 + 1.6 \times 1080 = 4291.2$ KN**

*Assume : $0.01 \leq \rho \leq 0.08$

Select $\rho=0.01$

$\rho=\frac{As}{Ag} \gg As = 0.01Ag$

$\emptyset Pn = Pu = \emptyset 0.8[0.85Fc'(Ag - As) + AsFy]$

$4219.210^3 = 0.65 \times 0.8[0.85 \times 28(Ag - 0.01Ag) + 0.01Ag \times 420]$

$4219.210^3 = 14.44Ag => Ag = 297174.5mm^2$

$Ag=b^2 => b = \sqrt{Ag} => b = 545.1mm$

Select b=h=55cm

***Check long or short**

$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2}$ ..... $ACI - (10.12.2)$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

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

Lu = 3 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.4}{0.3 \times 0.55} = 20.6 \leq 22 < 40$$

Short column in both directions

$$Ag = a^2 = 302500mm^2$$

$$4219.210^3 = 0.65 \times 0.8[0.85 \times 28(302500 - As) + As \times 420]$$

$$\Rightarrow 1052500 = 396.2As \Rightarrow As = 2656.5mm^2 = 26.6cm^2$$

Use Ø18 *with As provided* $= 2.54cm^2$

No. of bars $= \frac{26.6cm^2}{2.54cm^2} = 10.5$

Select 12Ø18

*Check $\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{12 * 2.54}{55 * 55} = 0.01007$ *OK*

*Stirrups:

Use Ø10

$S \leq h = 55cm$

$S \leq 48\text{Ø}s = 48 * 1 = 48cm$

$S \leq 16\text{Ø}v = 16 * 1.8 = 28.8cm$

Select Ø10-25cm

4.8 Design of one way solid slab:

Type of slab :

Lx=5.25

Ly=21.7

Ly/Lx = 21.7/5.85 = 3.7>2 → one way solid slab.

system :

Limitation of deflection:

One end continuous → min h = L/24 = 5.85/24 = 0.245

Select h = 25 cm

Loads :

For 1m strip

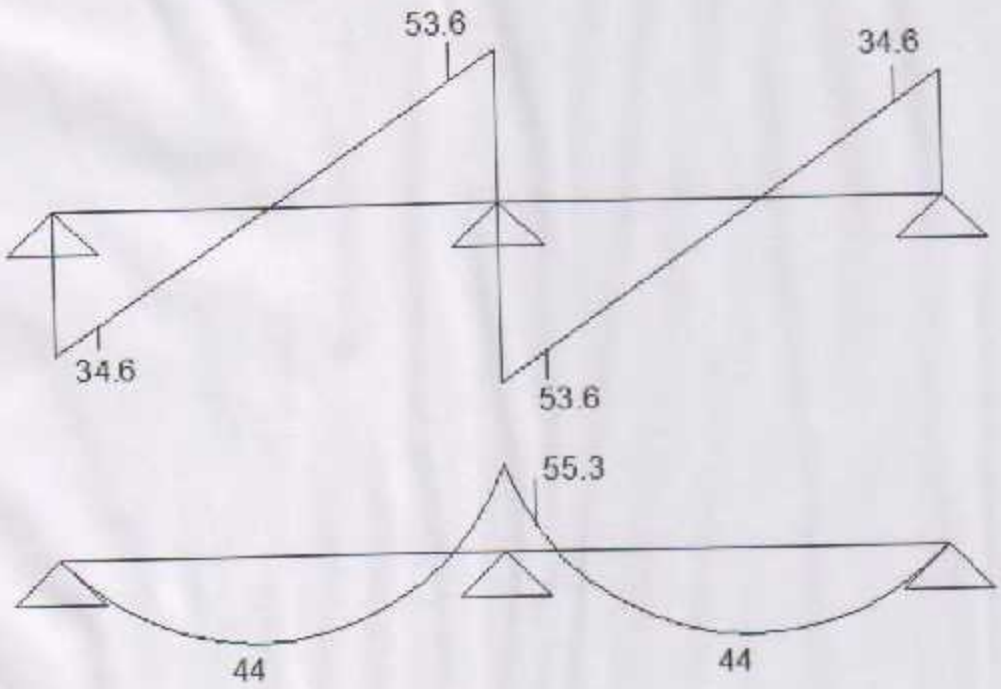
- Dead load :

Self-weight → 25×0.25×1 = 6.25 KN/m

- Live load : → 5 KN/m^2 ×1m = 5 KN/m

Factored load :

q_u = 1.2×D + 1.6×L = 1.2 ×6.25 + 1.6×5 = 15.5 KN/m^2



Design of shear :

d = 250-20-6 = 224 cm

$\phi \times v_c \geq v_u$

$0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 224 \geq 56.7$

137.12 KN > 56.7

OK

Design of moment :

Max positive M_u = 44 KN.m

$m = \frac{420}{0.25 \times 24} = 20.6$

$kn = \frac{44 \times 10^6 / 0.9}{1000 \times 224^2} = 0.974$ MPA

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_u}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.974}{420}}\right) = 0.0024$$

$As_{req} = 0.0024*100*22.4 = 5.38\ cm^2$

$As_{min} = 0.0018*b*h = 0.0018*100*25 = 4.5 cm2$

$As_{req} > As_{min}$

OK

Select ø12 /20cm with $As_{prov} = 5.65\ cm^2 > As_{min}$

Check strain :

T=C

$565*420 = 0.85*24*a*1000 \rightarrow a = 11.4$ cm

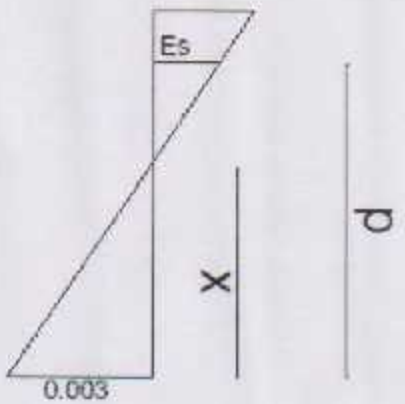
$X = \frac{11.4}{0.85} = 15.4\ cm$

$\frac{0.003}{13.4} = \frac{0.003 * \varepsilon}{224}$

$\varepsilon = 0.047 > 0.005$

Ø = 0.9

OK



Design of negative moment :-

Max Mu negative = 55.3 KN.m , m = 20.6

$$\text{Kn} = \frac{55.3*10^6/0.9}{1000*224^2} = 1.22\ MPA$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*1.22}{420}}\right) = 0.003$$

As_{req} = 0.003*100*22.4= 6.72 cm^2 > AS_{min} = 4.5 cm^2 (OK)

Select ø12/15 cm with AS_{pros} = 7.53 cm^2 > AS_{req}

Check strain :

T=C

753*420 = 0.85*24* a *1000 → a = 15.5 cm

$$X = \frac{15.5}{0.85} = 18.24\ cm$$

$$\varepsilon \rightarrow \frac{0.003}{18.24} = \frac{0.003+\varepsilon}{224}$$

ε = 0.0338 > 0.005

Ø = 0.9

(OK)

4.9 Design of Footing.

Material :-

⇒ concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$

Load Calculations :-

Dead Load = 850 Kn , Live Load =175 Kn

Total services load = 850+ 175 = 1025 Kn

Total Factored load = 1.2*850 + 1.6*175 = 1300 Kn

Column Dimensions (a*b) –30*50 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity =500 Kn/m2

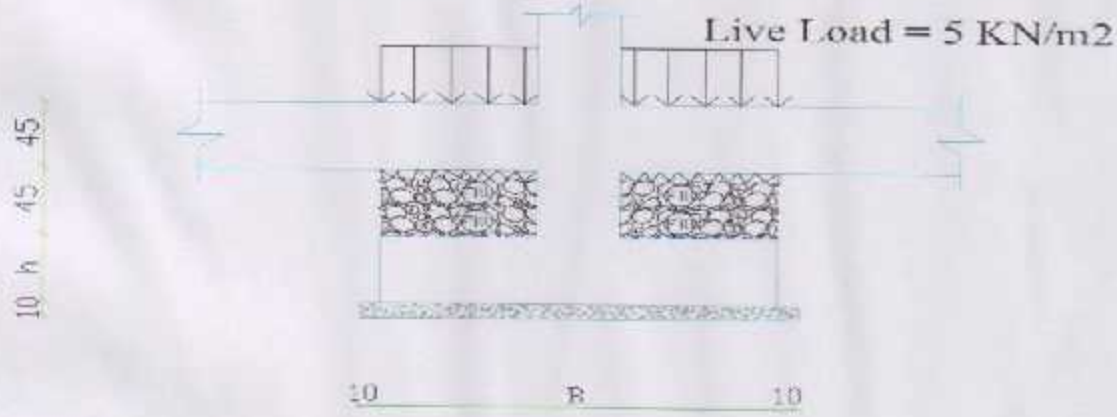


Fig 4.15 :Foundation Section.

Area of Footing:

Assume a=b

$\sigma = \frac{Pser}{A} \Rightarrow \quad 500 = \frac{1025}{a^2} \Rightarrow a=1.43$

Select a=b=1.5m

$\sigma = \frac{Pser}{A} = \frac{1025}{1.5*1.5} = 455.56 < \sigma all = 500 Kn/m^2$

Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 45cm , bar diameter ø 16 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

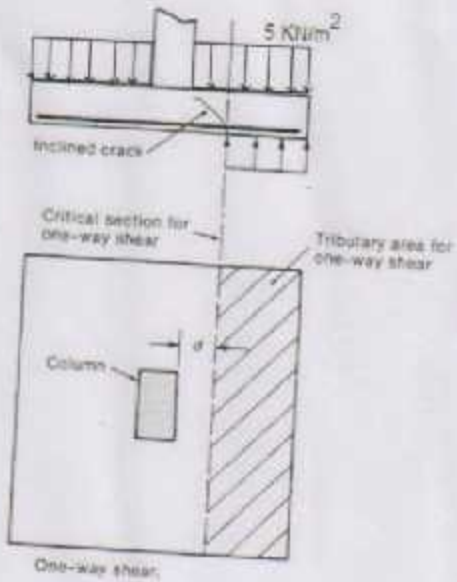
d = 450 – 75 – 16 = 359 mm

d/2=17.95cm

$\sigma pu = \frac{1300}{1.5*1.5} = 577.78 Kn/m^2$

$Vu = \sigma pu * A$

Vu = 577.78*0.4205*1.5 = 364.44Kn



$\phi Vc = \phi . \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$

$\phi Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1500 * 4205 = 417.2 Kn$

$\phi Vc = 417.2 KN > Vu = 364.44 Kn$

$\therefore$ *Safe*

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$Vu = Pu - FR_b$

$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ section$

$Vu = 1300 - 327 = 973 Kn$

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

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

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

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:-

$$\beta_c = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{30} = 1.667$$

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

$b_o = 363.6cm$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.857}\right)*\sqrt{24}*3644*411 = 1905Kn$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*411}{3644}+2\right)*\sqrt{24}*3644*411 = 2986Kn$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3644*411 = 1834.3Kn$$

ΦVc =1834.3 Kn>Vu=1047.2Kn

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

$FR = q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L = 328 * \left(\frac{2.0-0.35}{2}\right) * 2.0 = 541.2Kn$

Mu = 512.33* 0.5 = 256.165Kn.m

$$R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{256.165\times10^6}{0.9\times2000\times411^2} = 0.842\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.842}{420}}\right) = 0.002048$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.002048\times2000\times411 = 1683.4\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*2000*500 = 1800\ mm^2$

$A_{s,req} = A_{s,min} = 1800\ mm^2$ ..... **control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*500 = 150 mm

$S = 380*(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}) - 2.5*75 = 192.5$ mm

S = 450 mm

S = 450 mm ..... **is control**

Use 12ø14 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 1846.3 mm^2>$A_{s,required}$= 1800 mm^2... Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1846.3 \times 420}{0.85 \times 2000 \times 24} = 19.0\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.0}{0.85} = 22.36\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{411-22.36}{22.36}\right) = 0.0521 > 0.005 \ldots\ldots ok$$

Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85 fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 50* 30 = 0.15$ m^2

$A_2 = 200* 200 = 4.0$ m^2

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{4/0.15} = 5.16 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 227.5 \times 2) = 6033.3 Kn$

$\Phi Pn = 6033.3 > Pu = 1300 Kn \ldots\ldots ok$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 227.5) = 3016.65 Kn$

$\Phi Pn = 3016.65 > Pu = 1312 kN \ldots\ldots ok$

No Need For Dowels

As.min = 0.005 * Ac = 0.005 * 650 * 350 = 1137.5 mm2

Use 8ø16, $A_{s,provided}$= 1607.68 mm^2>$A_{s,required}$= 600 mm^2… Ok

Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

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

$$Ktr = 0\ (Nostripes) cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm\ \ Or\ cb = \frac{200}{2} = 100\ mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 83}{16} = 5.19 > 2.5$$

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

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 395.054\ mm > 300\text{mm}$$

$Ld_{T\,available} = \frac{2000-350}{2} - 75 - 1575$ mm

$Ld_{T\,available}$ = 1575 mm > ld_{req} = 395.054 mm..... OK

Compression Development Length In Footing :-

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

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*18}{\sqrt{24}} = 370.4 > 0.043*420*18 = 325.1$ >200mm

Ld_{Creq} = 325.1 mm

$Ldc_{available}$ = 500 – 75 – 16 – 16 = 393 mm >Ld_{Creq} = 325.1 mm ..... Ok

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071×fy×db = 0.071×420 ×18 = 536.76 mm > 300 mm Select Lsc = 550 mm.

4.10: Design of shear wall.

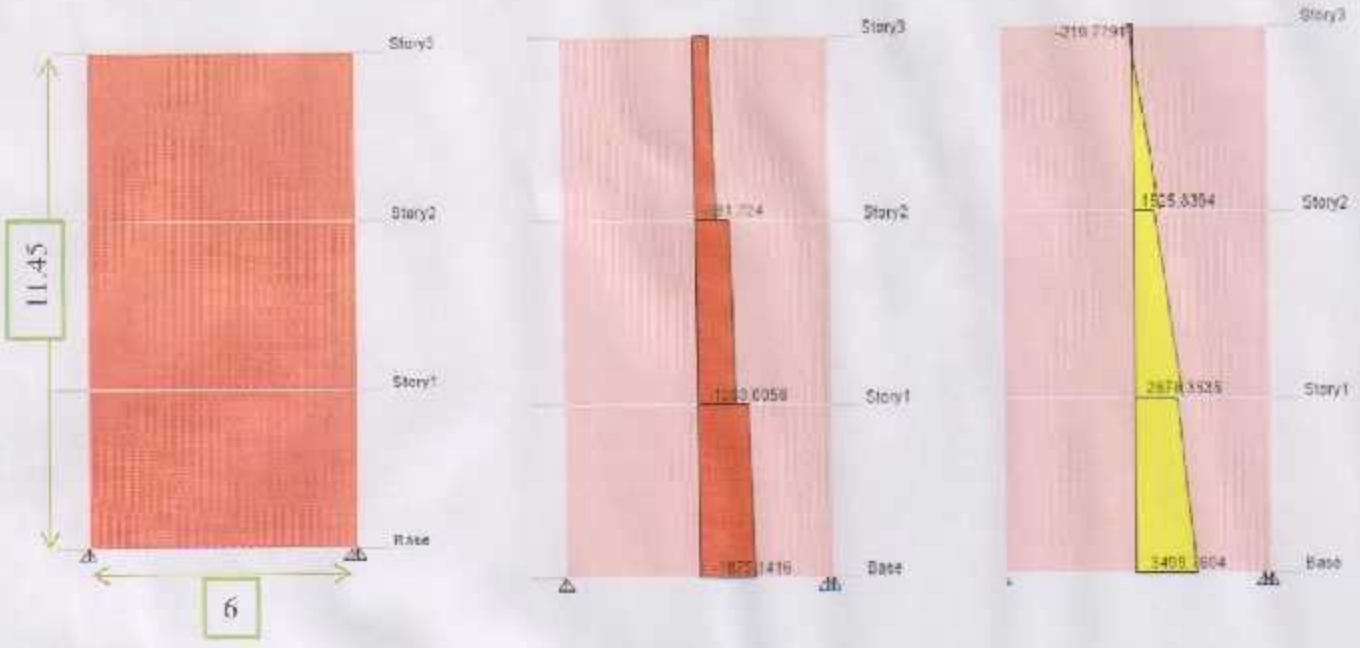


Fig 4- 14:Moment and shear diagram of shear wall

- **Material and Sections:- (From Shear SW 6)**
  - concrete B350 $Fc' = 28\ N/mm^2$
  - Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$
  - Shear Wall Thickness $h = 30\ cm$
  - Shear Wall Width $Lw = 6.0\ m$
  - Shear Wall Height $hw = 11.45$

Design of shear:

$\sum Fx = Vu = 1875KN$

Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$\frac{hw}{2} = \frac{6.0}{2} = 3.0m$

$\frac{hw}{2} = \frac{11.45}{2} = 5.725m$

$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 6.0 = 4.8m$

Mu critical= 3500 KN

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 300 * 4800 = 4743.3\ KN > V_u = 1875KN$$

V_c is the smallest of :

$1 - V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 300 * 4800 = 1270\ KN$ ..... Control

$2 - V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{28} * 300 * 4800 + 0 = 2057KN$

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

$$= \left[0.05\sqrt{28} + \frac{6(0.1\sqrt{28} + 0)}{.91}\right] 200 * 4800 = 3640.55KN$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{3500}{1875} - \frac{6}{2} = 0.91$$

Vu = 1875KN>0.75*1270 = 952.5 KN need reinforcement

$\emptyset Vc + \emptyset Vs = Vu$

$\emptyset Vs = Vu - \emptyset Vc$

$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{1875}{0.75} - 1270 = 1230$

$\frac{Avh}{Sh} = \frac{VS}{Fy * d} = \frac{1230}{420 * 4.80} = 0.61$

Minimum shear reinforcementis required:

Take $\rho = 0.0025$

$$\frac{Avh}{Sh\min} = .0025*300 = .75$$

$$\frac{Avh}{Sh\min} > 0.61$$

Try ϕ10 (As = 78.5 mm2) for two layers

$$\rho = \frac{Avh}{Sh} = \frac{2*78.5}{Sh} = 0.75$$

Sh = 209 mm , ϕ10@200 mm

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{lw}{5} = \frac{6000}{5} = 1200 \text{ mm}$$

3*h = 3*300 = 900 mm

450 mm ..... Control

›use ϕ10@200 mm in tow layer

Design for Vertical reinforcement:-

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

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{13.5}{5.35}\right)\left(\frac{157}{200*300} - 0.0025\right)\right] * 300$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.75$$

Select Ø 10 in Two Layer

$$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4} = 157 \text{ mm2}$$

$$\frac{157}{S_v} = 0.75$$

S_v = 209mm

Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{6000}{3} = 2000mm$

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ..... **Control**

Use ϕ10/175mm for two layers

Design of bending moment (uniformly distribution flexural reinforcement) :

$$A_{st} = \left(\frac{5350}{300}\right) * 2 * 157 = 5493mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{5493}{5350 * 300}\right)\frac{420}{28} = 0.06$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.06 + 0}{2 * 0.06 + 0.85 * 0.85} = 0.0712$$

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

$$= 0.9[0.5 * 5493 * 420 * 5350 * (1 + 0)(1 - 0.0712)] = 5158.7KN.m$$

$> Mu$

not require Boundary

Select Φ 10 @175mm for vertical reinforcement .

4.11: Design of basement wall.

C= 2 cm , fc'=28 mpa , fy = 420

Assume γ_{soil} = 18 KN/m , $\phi = 30^{\circ}$

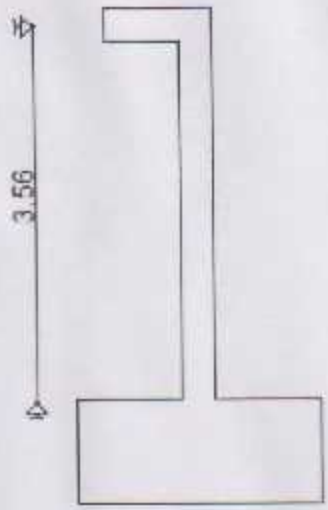
K_0 = 1- sin30 =0.5

$C_0 = K_0 * \gamma * h = 0.5 * 18 * 3.56 = 32.04$

$MR_A = 0$

$57.03*\frac{2}{3} * 3.56 = B_x * 3.56$

$\rightarrow B_x = 38.02$ KN , $A_x = 19.01$ KN



$\frac{19.01}{y} = \frac{38.02}{3.56-y}$

$38.02*y = 49.88 - 19.01 *y$

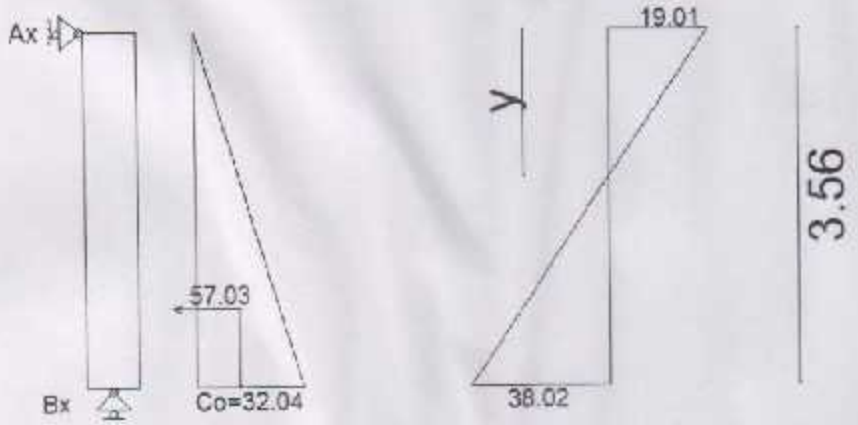
$\rightarrow y = 0.875$

$MR_o = 0$

$M_{max} = 19.01 * 0.875 = 15.63$ KN.m

$Mu_{max} = 1.6 * M_{max} = 25$ KN.m

$Vu_{max} = 1.6 * V_{max} = 60.832$ KN



Design of vertical of tension face :

Rectangular section → b= 1000 cm , d= 200-20-14=166cm

Mu = 25 kn.m .

$$m = \frac{fy}{fc' * 0.85} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.65$$

$$kn = \frac{25 * 10^6 / .9}{1000 * 216^2} = 0.907$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.907 * 17.65}{420}}\right) = 0.0022$$

$As_{req} = 0.0022 * 100 * 20 = 4.4\ cm^2/m$

$As_{min} = 0.0012 * 100 * 25 = 3\ cm^2$

$As_{req} > As_{min}$

Select Ø10 /7.5 cm $\rightarrow As_{prov} = 4.51 > As_{req}$

Vertical reinforcement of compression side :

$As_{req} = 0.0012 * 100 * 20 = 2.4\ cm^2/m$

Select Ø10 / 20 cm $\rightarrow$ $As_{prov} = 3.95\ cm^2 > As_{req} = 2.4\ cm^2$

Horizontal reinforcement :-

$As_{req} = 0.002 * 100 * 20 = 4\ cm^2/m$ (both side)

One side :

$\frac{4}{2} = 2\ cm^2/cm$ $\rightarrow$ select ø8/20 cm with $As = 2.5\ cm^2$

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

1.5 النتائج .

2.5 التوصيات .

3.5 المراجع .

4.5 الملحقات.

1.5 النتائج :-

من خلال هذا التجوال في هذا البحث, و التعرف على معطياته و جوانبه , تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في ايجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
2) إن القدرة على الحل البنوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
3) التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2.5 التوصيات :-

1) يجب أن يكون هناك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائيا ومعماريا.
2) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وان يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
4) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

3.5 قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني، ***كود الأحمال والقوى***، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.

3. ACI Committee 318 (2014), ***ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

4.5 الملحقات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)-ONE

TABLE 9.5(b) – MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^‡$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للارضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وملحقاتها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طول موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وملحقاتها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريس.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح واستاديوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابع وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج والسطحات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

المباني التعليمية وماشابهها	المسجد والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراحيض والحركات والممرات وغرف المشروبات والخدمات والمشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		السلالم والمداخل والأدراج وسطحات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.