بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مدنية فرع هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمستشفى

فريق العمل

عبد شريف عطاونة **أمين محمد زهور**

عنان علي عطاونة

إشراف :

د. نافذ ناصر الدين

فلسطين – الخليل

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمستشفى

فريق العمل

عبد شريف عطاونة **أمين محمد زهور**

عنان علي عطاونة

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

توقيع مشرف المشروع **توقيع رئيس الدائرة**

د. نافذ ناصر الدين **د.غسان الدويك**

كانون أول – 2013

إهـــــــــداء

إلى من علمني النجاح والصبر.. أبي

إلى من تتسابق الكلمات لتخرج معبرة عن مكنون ذاتها

من علمتني وعانت الصعاب لأصل إلى ما أنا فيه

وعندما تكسوني الهموم أسبح في بحر حنانها ليخفف من آلامي .. أمي

الى من أفتقده في مواجهة الصعاب

ولم تمهله الدنيا ليساندني في عملي .. أخي

إلى أسرتي التي أمدتني بالدفء وحملتني في دراستي إلى بر الأمان

وغمرتني بحب صادق على مر الزمان

إلى الأكرم منا جميعا قوافل الشهداء البررة الذين رووا بدمائهم الطاهرة ثرى

قدس الأقداس ليبددوا لنا ظلمة ويفسحوا لنا فرجة في درب الحرية

إلي كل من أضاء بعلمه عقل غيره أو هدى بالجواب الصحيح حيرة سائليه فأظهر

بسماحته تواضع العلماء وبرحابته سماحة العارفين إلى أستاذي ودرة إرشادي في

البحث والاستنتاج والتنقيح والترتيب الدكتور نافذ ناصر الدين

أهدي هذا العمل المتواضع راجياً من المولى

عز وجل أن يجد القبول والنجاح

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لله أولا ثم لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبت ينعه وزاد حصاده إلى الشكل الذي هو عليه, إلى :

- جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة, وكلية الهندسة والتكنولوجيا, ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناة الغد.

- جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور نافذ ناصر الدين , الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم في توفير الكتب الخاصة بالمشروع.

- لكل من قدم العون وكانت سواعده سواعدنا ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء.

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمستشفى

فريق العمل :

عبد شريف عطاونة أمين محمد زهور

عنان علي عطاونة

بإشراف : د . نافذ ناصر الدين

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمستشفى تعليمي متعدد الطوابق يتألف من 8 طوابق بما فيها طابق التسوية .

و هذا المشروع مكون من ثمانية طوابق حيث يحتوي على الكثير من الفعاليات والخدمات التي يحتاجها المرضى والمتدربين من كلية الطب مع كل وسائل الراحة ، و قد صمم هذا المبنى على احدث الطرز المعمارية، فبالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان ، وضعت المصاعد الكهربائية لخدمة كافة المستخدمين للمستشفى .

وهذا المبنى هو خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي ، بالإضافة الى وجود عناصر إنشائية معدنية "جمالونات " ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية، ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر،ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع.

Abstract

Structural Design and Details of a Hospital

Project Team

Abed Sh. Atawneh Amin M. Zhour Anan A. Atawneh

Supervisor :
Dr. Nafeth Naser Eddin

The idea of the project is to make the structural design and all structural details for this hospital .
This project consist of eight floors including basement floor , these floors contain all the spaces needed for the hospital (patient rooms, operation rooms, administration ,etc….) with a modern architectural & civil design which is safe , economic and modern , there is an elevators to serve the attendees of this hospital .
This project is a reinforced concrete building will be designed according to the American Concrete Code in addition to steel structure members "trusses" and shells, and with all details for the vertical , horizontal , dead , live , wind , and earthquake loads . And the workshop drawing for all the structural members in this project .

Table of Contents

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii
الإهداء	iii
الشكر و التقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية	v
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi
فهرس المحتويات	vii
فهرس الجداول	xi
فهرس الأشكال	xi
فهرس الأشكال والجداول (للفصل الرابع)	xii
الرموز والاختصارات	xiii
الفصل الأول : المقدمة	1
1.1 المقدمة	2
2.1 أهداف المشروع	2
3.1 مشكلة المشروع	3
4.1 حدود مشكلة المشروع	3
5.1 المسلمات	3
6.1 فصول المشروع	3
7.1 إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	5
1.2 مقدمة	6
2.2 لمحة عن المشروع	6
3.2 موقع المشروع	7
4.2 النواحي المعمارية	10
1. المقدمة 10	
2. وصف الطوابق 11	
1.طابق التسوية	11
2. الطابق الأرضي	12
3.الطابق الأول	13
4.الطابق الثاني	14
5.الطابق الثالث	14
6 . الطابق الرابع	14
7. الطابق الخامس	14
8. الطابق السادس	14
5.2 وصف الواجهات	15
1.الواجهة الجنوبية الغربية	15
2. الواجهة الشمالية الشرقية	15
3. الواجهة الشمالية الشرقية	16
4.الواجهة الجنوبية الشرقية	16
6.2 وصف الحركة والمداخل	17

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي 18
1.3 مقدمة 19
2.3 هدف التصميم الإنشائي 19
3.3 مراحل التصميم الإنشائي 19
4.3 الأحمال 20
1.4.3 الأحمال الميتة 20
2.4.3 الأحمال الحية 20
3.4.3 الأحمال البيئية 21
1. الرياح 21
2. الثلوج 22
3. الزلازل 23
5.3 الاختبارات العملية 24
6.3 العناصر الإنشائية 24
1.6.3 العقدات 24
1.1.6.3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 24
2.1.6.3 الواحد عقدات العصب ذات الاتجاهين 25
3.1.6.3 العقدات المصمتة والمسطحة 26
2.6.3 الأدراج 26
3.6.3 الجسور 27
4.6.3 الأعمدة 28
5.6.3 جدران القص 29
6.6.3 الأساسات 29
7.6.3 فواصل التمدد 30
8,6,3 الجمالونات 31
7.3 البرامج الحاسوبية 31

32 **Chapter 4 : Structural Design & Analysis**

33 4.1 Introduction

33 4.2 Design method and requirements.

34 4. 3 Comparison Between a Thickness of one way and Two Rib slab

37 4.4 Design of topping

38 4.5 Load calculations for one way Rib slab (R5B).

40 4.6 Design of one way Rib slab.

41 4.6.1 Design of positive moment

43 4.6.2 Design of negative moment

44 4.6.3 Design of shear

45 4.7 Design of two way Rib slab.(R11C)

45 4.7.1 Load calculation

46 4.7.2 Design of positive and negative moments.

50 4.7.3 Design of Two way for shear

51 4.8 Design of Beam (B7B)

51 4.8.1 Load calculations

53 4.8.2 Design of positive and negative moments

56 4.8.3 Design beam for shear

57 4.9 Design of short column(C9)

57 4.9.1 Design of longitudinal reinforcement

57 4.9.2 Check slenderness effect

58 4.9.3 Design of tie reinforcement

58 4.9.4 Short column detail

59 4.10 Design of long column (C3)

59 4.10.1 Design of longitudinal reinforcement

59 4.10.2 Check slenderness effect

60 4.10.3 Design of tie reinforcement

62 4.1.4 long column detail

62 4.11 Design of Isolated Footing

62 4.11.1 Determination of loads

62 4.11.2 Determination of footing area

62 4.11.3 Determination the depth of footing Based on shear strength

64 4.11.4 Design of bending moment

66 4.11.5 Development length of main Reinforcement

67 4.12 Design of combined footing

67 4.12.1 Determination of footing dimension

68 4.12.2 Determination of footing depth

69 4.12.3 Design of bending moment

72 4.12.4 Combined footing detail
73 4.13 Design of basement wall
73 4.13.1 Loading Calculation
74 4.13.2 Design of basement wall
76 4.14 Design of shear wall(SW21)
76 4.14.1 Design of shear
78 4.14.2 Design of bending moment
80 4.15 Design of stairs
80 4.15.1 Thickness calculation
81 4.15.2 Load determination
82 4.15.3 Check for shear strength
83 4.15.4 Calculation the maximum bending moment
85 4.16 Design of Truss

87 **الفصل الخامس : النتائج والتوصيات**

90 **الملاحق**

فهرس الجداول

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2013\2012 4
جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 20
جدول (3-2) الأحمال الحية 20
جدول (3-3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني 21
جدول (3-4) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 23

فهرس الأشكال

شكل (2-1) تحليل الموقع العام 8
شكل (2-2) الشوارع المحيطة بالموقع 9
شكل (2-3) مخطط طابق التسوية 11
شكل (2-4) مخطط الطابق الأرضي 12
شكل (2-5) مخطط الطابق الأول 13
شكل (2-6) مخطط الطابق الثاني 14

شكل (2-7) الواجهة الجنوبية الغربية 15
شكل (2- 8) الواجهة الشمالية الشرقية 15
شكل (2- 9) الواجهة الشمالية الغربية 16
شكل (2-10) الواجهة الجنوبية الشرقية 16
شكل (3- 1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به 22
شكل (3-2) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد 25
شكل (3-3) عقدة العصب ذات الاتجاهين 25
شكل (3-4) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 26
شكل (3-5) العقدات المسطحة 26
شكل (3-6) الدرج 27
شكل (3-7) أنواع الجسور المستخدمة في المشروع 27
شكل (3-8) أنواع الأعمدة 28
شكل (3-9) جدار قص 29
شكل (3-10) أساس مفرد 30
شكل (3-11) فواصل التمدد 31

Tables Index (CH4)

37 Table (4.1) Dead Load Calculation of Topping

39 Table (4.2) Dead Load Calculations of One Way Rib Slab(R5C)

45 Table (4.3) Calculation of two way dead load

51 Table(4-4) Dead loads on Beam B7B

Figures Index (CH4)

34 Fig (4.1): One Way Rib slab (R5B)

35 Fig (4.2) Two Way Rib slab(R11,C)

37 Fig (4.3): Topping load

38 Fig (4.4): One way Rib slab section.

40 Fig (4.5) Spans Length of Rib (R5B)

41 Fig.(4.6) Moment and shear envelope for One Way Rib

45 Fig. (4-7): Two way ribbed slab

52 Fig (4-8) Moment and shear diagram for Beam (B7B)

58 Fig. (4.9) : Short column detail

62 Fig (4.10) long column detail

67 Fig. (4-11) Isolated Footing's Detail

72 Fig. (4-12) : Combined Footing Details

73 Fig. (4-13) : Basement wall-Diagram

74 Fig.(4-14) : Moment & shear envelop for basement wall

75 Fig.(4-15) Basement wall detail

76 Fig. (4-16) Moment and shear diagram for shear wall

79 Fig (4.17) Shear Wall (SW21) Detail

80 Fig. (4-18) : Stair

82 Fig. (4-19):Stairs Loading

82 Fig. (4-20): Shear Diagram for stair

83 Fig. (4-21): Moment Envelope for stair

84 Fig (4-22) : Detail of Stair

85 Fig(4-23a) : Fig (23-a) Truss Design Results

86 Fig (23-b) Truss Design Results

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.
- $\mathbf{C_c}$ **=** compression resultant of concrete section.
- $\mathbf{C_s}$ = 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.
- $\mathbf{f_c}$ = 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**.**
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

1-1 المقدمة

الهندســـة هـــي الجســـد الـــذي يجمـــع بـــين الأدوات التقنيـــة المتاحـــة والأنشـــطة والمعرفـــة , فهـــي النشـــاط الاحترافـــي الـــذي يســـتخدم التخيـــل والحكمـــة والـــذكاء فـــي تطبيـــق العلـــوم والتكنولوجيـــا والرياضـــيات و الخبـــرة العمليـــة لكـــي تســـتطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندســـة المدنيـــة عمومـــا هـــي الوســـيلة الوحيـــدة التـــي تجعـــل مـــن العـــالم مكانـــا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندســـة المبـــاني خصوصـــا هـــي الهندســـة التـــي تعتنـــي بجانـــب تـــوفير المســـكن المطلـــوب بالمواصـــفات المطلوبـــة وبـــالجودة المطلوبـــة وبـــالموارد المتاحة لكل فرد على هذه البسيطة.

المهنـــدس المـــدني هـــو الـــذي يقـــوم بالتصـــميم والتنفيـــذ والإشـــراف علـــى التنفيـــذ للمشـــروعات المختلفـــة ,ويكمـــن دوره الفعـــال فـــي ارتبـــاط عملـــه ارتباطـــا وثيقـــا بأرواح البشر .

والمهنـــدس هـــو مـــن يصـــمم وينشـــئ المـــلاذ الآمـــن لرجـــل عائـــد إلـــى بيتـــه بعـــد يـــوم طويـــل مرهـــق ومتعـــب وهـــو ذاتـــه مـــن يجمـــع النـــاس تحـــت ســـقف واحـــد فـــي حـــدث موســـيقي هنـــا وأخـــر رياضـــي هنـــاك , بكـــل اختصـــار المهنـــدس هـــو مـــن يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

1- 2 أهداف المشروع

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

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

3-1 مشكلة المشروع

تتمثـــل مشـــكلة هـــذا المشـــروع فـــي التحليـــل و التصـــميم الإنشـــائي لجميـــع العناصـــر الإنشـــائية المكونـــة لمشـــروع " مستشـــفى " الـــذي تـــم اعتمـــاده ليكـــون ميـــدانا لهـــذا البحـــث , وفـــي هـــذا المجـــال ســـيتم تحليـــل كـــل عنصـــر مـــن العناصـــر الإنشـــائية مثـــل البلاطـــات والأعصـــاب والأعمـــدة والجســـور ....الـــخ. بتحديـــد الأحمـــال الواقعـــة عليـــه , ومـــن ثـــم تحديـــد أبعادهـــا وتصـــميم التســـليح الـــلازم لهـــا , مـــع الأخـــذ بعـــين الاعتبـــار عامـــل الأمـــان للمنشـــأ , ومـــن ثـــم ســـيتم عمـــل المخططـــات التنفيذيـــة للعناصـــر الإنشـــائية التـــي تـــم تصـــميمها , لإخـــراج هـــذا المشـــروع مـــن حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

4-1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني و الأول من السنة الدراسية 2012-2013 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.

5-1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (BEAMD)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6 -1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

7-1 إجراءات المشروع

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

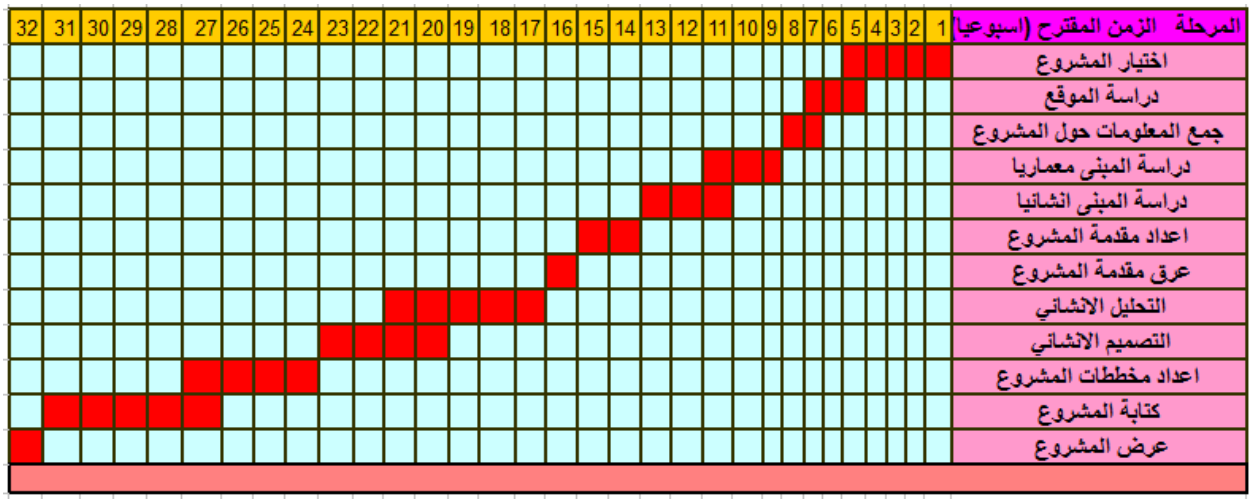
3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.



جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2012\2013)

الفصل الثاني

الوصـف المِـعمَـاري

2-1 مقدمة .

2-2 لمحة عامة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 النواحي المعمارية.

2-5 الواجهات .

2-6 وصف الحركة و المداخل .

2-7 المداخل.

2-1 مـقدمـــــة

تعتبر العمارة أم 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.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.
وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو 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 الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع

تقوم فكرة المشروع على أساس إنشاء مبنى مستشفى ، ومما لا شك فيه أن دور المستشفيات في عصرنا الحالي لم يعد يقتصر على تقديم الخدمة العلاجية فقط ، ولم يعد كذلك يعرف بأنه مكان لإيواء المرضى والمصابين كما كان في الماضي، حيث كان أقدم وأبسط تعريف للمستشفى هو أنه مكان لإيواء المرضى والمصابين حتى يتم شفاؤهم، ولكن المستشفى الحديث يعد تنظيماً طبياً متكاملاً يستهدف تقديم الخدمة الصحية بمفهومها الشامل من وقاية وعلاج وتعليم طبي إضافةً إلى إجراء البحوث الصحية في مختلف فروعها.

3-2 موقع المشروع

3.2.1 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 جداً 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 أحد 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 الأرض 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 والريحية 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 26 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 تؤدي 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)

1-3-2 أهمية الموقـــع

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مستشفى لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار قطعة الارض :

1- يعتبر هذا المبنى من المباني ذات الملكية العامة أو الاستخدام العام، وعليه فإن وجود هذا الموقع بجوار عدد من المباني الحيوية ذات الاستخدام العام يزيد من أهمية موقع المبنى.

2- يتميز الموقع بالهدوء، فالموقع بعيد عن الضوضاء وعن المباني إذ أن المباني المحيطة بالموقع هي مباني سكنية وقليلة نسبيا.

3- توفر مساحة كافية من الأرض مبيناً عليها حدود الأرض وحدود الجوار. وتكفي لموقع البناء، ومواقف السيارات والمداخل والمخارج، وتراعي عروض الشوارع والارتدادات والمناسيب المختلفة للأرضيات المحيطة بالمبنى.

4- توفر الخدمات والمرافق العامة من مياه، كهرباء، شوارع، مواصلات.... الخ.

5- الموقع المقترح ذو طبيعة جبلية، تمتاز أرضه بكونها زراعية. والموقع على هضبة حيث يمر فيه خطوط كنتور من 880 إلى 895 حسب خرائط بلدية دورا.

2-4 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.

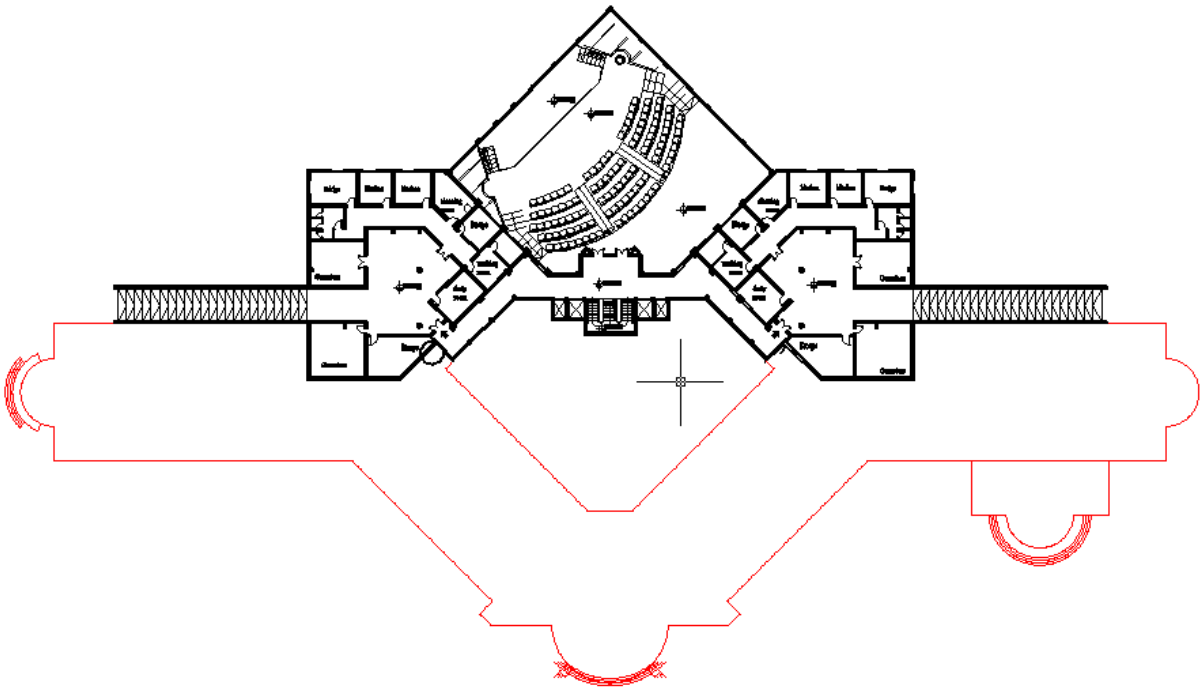
2.4.2وصف الطوابق:

يتكون المشروع من ثماني طوابق ذات تنوع خدماتي ، وهو عبارة عن منشاة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع .

2-4-2-1 طابق التسوية

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 1973,33 متراً مربعاً بمنسوب منسوب - 2.4 متر ، تم استغلال طابق التسوية بشكل عام لأغراض التخزين حيث يتكون من مخازن ، غرف كهرباء ، غرف صيانة ، مطابخ،غرف تخزين بيانات ، قاعة مؤتمرات ، مكان استقبال الشاحنات المحملة بالمعدات والمواد .

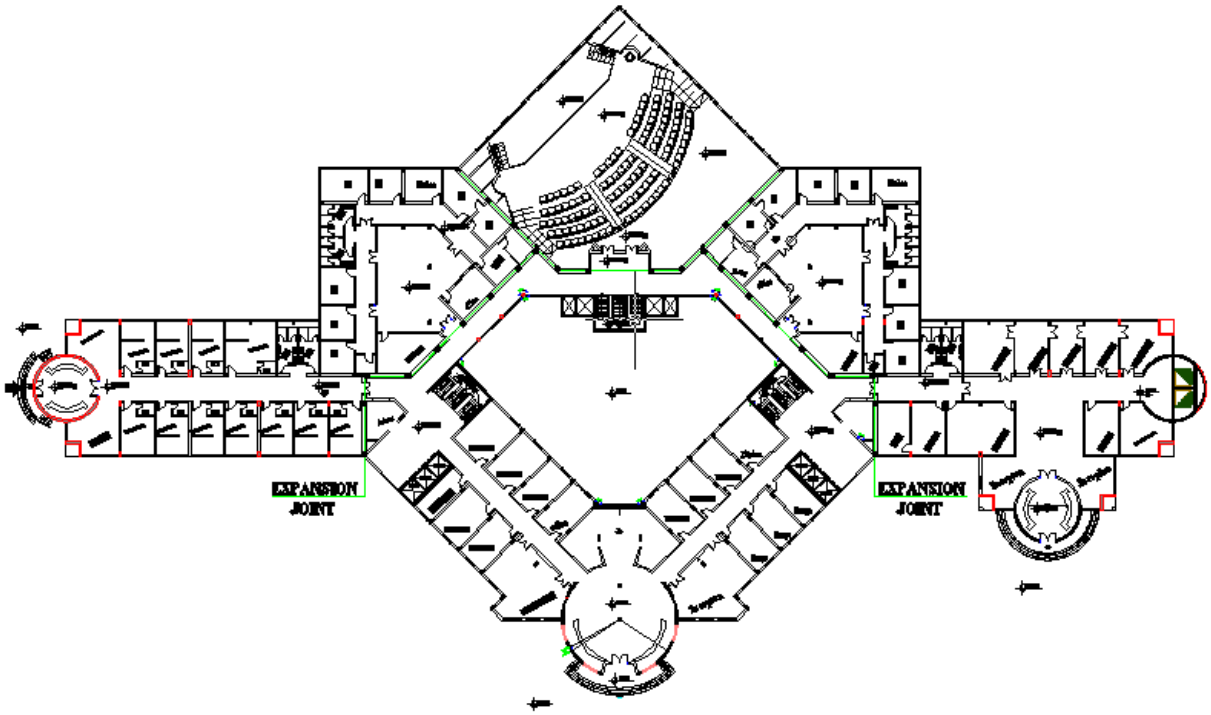
مع مراعاة العلاقة السهلة المباشرة والواضحة بين هذه الفراغات من حيث قربها من بعضها البعض، وسهولة الحركة فيما بينها. كما أن وجود هذه الأماكن هنا بحد ذاته أمر منطقي وواجب، لأن أشعة الشمس لا تصل إلى هذا الحيز مباشرة.



الشكل (2-3) : مخطط طابق التسوية.

2-4-2 الطابق الأرضـــي

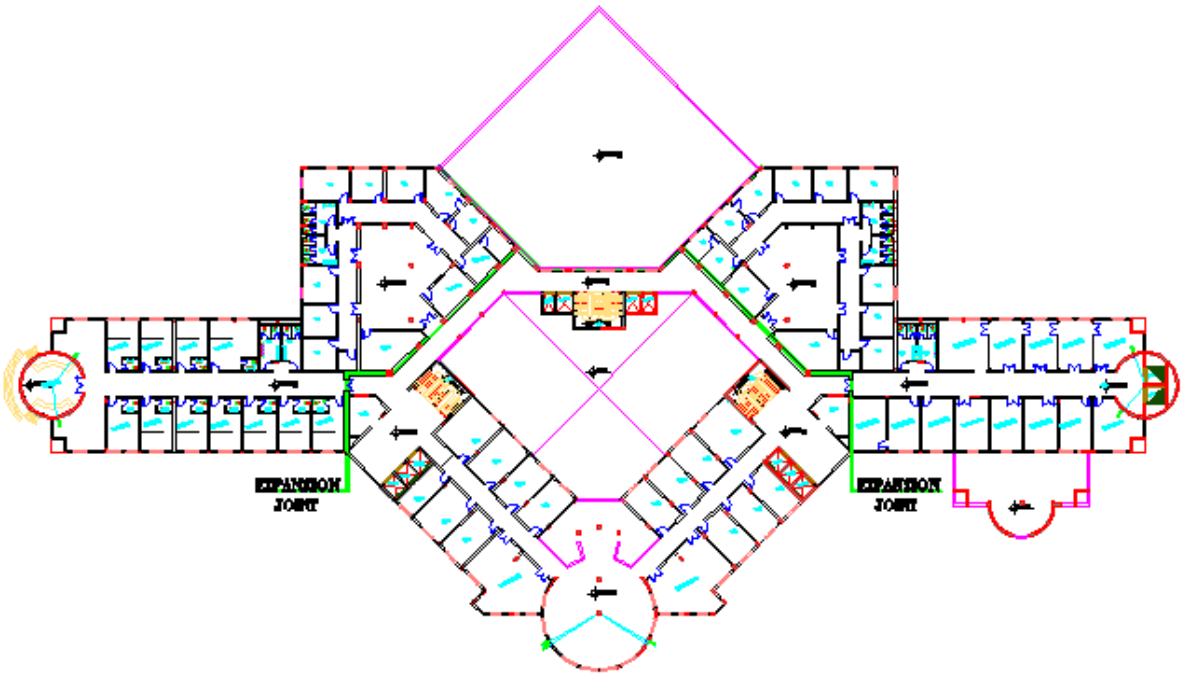
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 5157 متراً مربعاً بمنسوب منسوب 0.6 متر. ويتكون الطابق الأرضي من قاعة للاستقبال ،قسم الطوارئ، مطابخ ، غرف امن ، غرف استقبال المرضى ومعاينتهم ، مكاتب الأطباء ، غرف الممرضين ، مختبرات وغرف التصوير الإشعاعي وقاعة مؤتمرات.



الشكل (2-4): مخطط للطابق الأرضي.

3-4-2 الطابق الأول

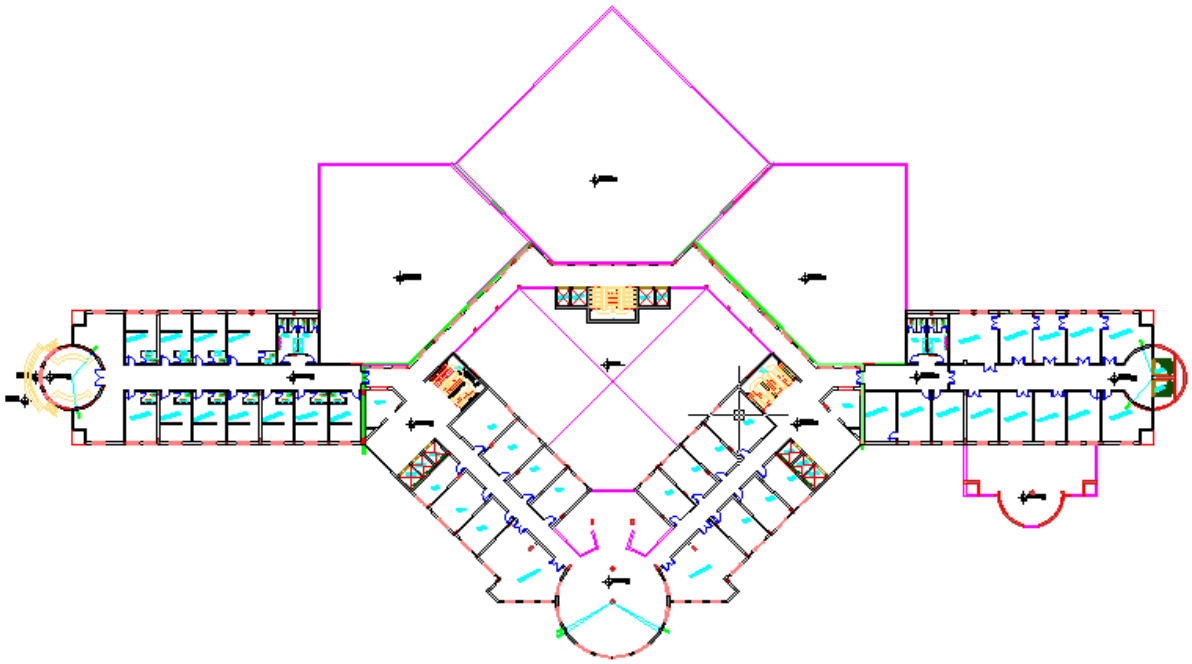
تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 4417.5 متراً مربعاً بمنسوب منسوب 3.6 متر . و يتكون الطابق الأول من قسم العظام والمفاصل ، قسم أشعة ، قسم الأنف الأذن الحنجرة ، مختبرات، مكاتب إدارية .



الشكل (2-5) : مخطط للطابق الأول.

2-4-4 الطابق الثاني والمتكـــرر

تبلغ المساحة المقترحة للطابق المتكرر 3395.5 متراً مربعاً بمنسوب منسوب 6.6 متر .
و يتكون الطابق الثاني من قسم طب الأسنان ، قسم التلقيح الصناعي ، مكاتب أطباء ، مختبرات ، عيادات خارجية .



الشكل (2-6) : مخطط للطابق الثاني.

2-4-5 الطابق الثالـــــث

يتكون من قسم الولادة ، قسم حضانة الاطفال ، غرف اطباء ، غرف مرضى ، قسم للعلاج الطبيعي و مكاتب إدارية .

2-4-6 الطابق الرابـــع

يتكون من قسم العناية المركزة ،قسم الإنعاش ، وغرف عمليات ، غرف اطباء ،غرف مرضى،وحدات صحية ومطبخ .

2-4-7 الطابق الخامـس

يتكون من قسم الاطفال ، قسم العيون ، قسم الباطني ، غرف اطباء ، وحدات صحية ،مكاتب ادارية .

2-4-8 الطابق الســادس

يتكون من مطاعم وكافتيريا .

5-2 وصف الواجهـــــات

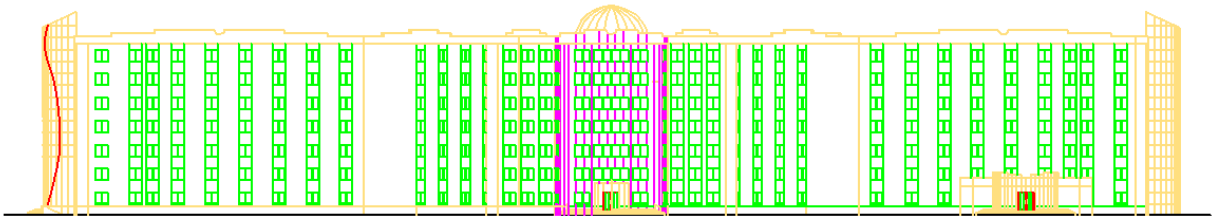
1.5.2 المقدمة:

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:

2-5-2-1 الواجهة الجنوبية الغربيـــة

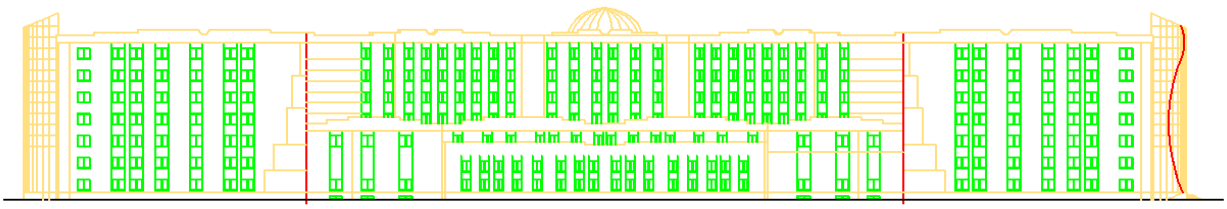
و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى ومدخل الطوارئ ، كما يظهر الامتداد الطولي للمبنى.



الشكل (2-7): الواجهة الجنوبية الغربية .

2-5-2-1 الواجهة الشمالية الشرقيـــة

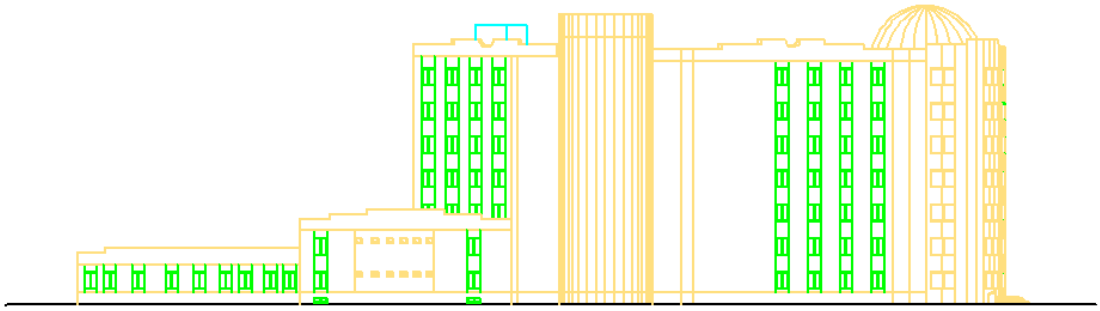
و يظهر فيها المظهر الخلفي للمبنى وكما تظهر قاعة المؤتمرات و تظهر تراجعات الكتل المعمارية بشكل واضح.



الشكل (2-8) :الواجهة الشمالية الشرقيـــة.

3-2-5-2 الواجهة الشمالية الغربية

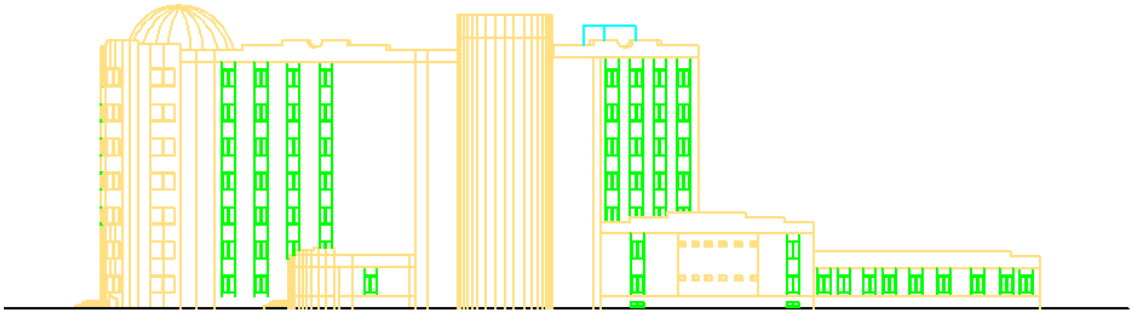
و يظهر تراجعات الكتل المعمارية بشكل اوضح .



الشكل (2- 9) :الواجهة الشمالية الغربية.

4-2-5-2 الواجهة الجنوبيـــــة الشرقيـــة

و يظهر تراجعات الكتل المعمارية بشكل أوضح .



الشكل (2-10) :الواجهة الجنوبية الشرقية .

6-2 وصف الحركة و المداخـــل

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد والأدراج الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجود الـ Ramp في طابق التسوية لتسهل عملية التنقل .
و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

المداخل

يحتوي المشروع على مدخلين أساسيين:

1. المدخل الغربي وهو المدخل الرئيسي هو للاستخدام العام.
2. المدخل غربي آخر وهو مدخل للطوارئ .
3. المدخل الشمالي وهو خاص بالموظفين والأطباء.
4. مدخل شمالي و آخر جنوبي وهو للاستخدامات الخاصة بحيث يؤدي الى طابق التسوية مباشره .

3

الـفـصـل الـثـالـث

الـــوصـــف الإنْـشَـــائِـي

1-3 مقدمة .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي .

3-3 مراحل التصميم الإنشائي .

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية .

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

7-3 فواصل التمدد .

8_3 الجمالونات (Trusses) .

9-3 برامج الحاسوب.

1-3 مـقدمـة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا, حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع .

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن, ونحافظ على التصاميم المعمارية.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه, وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

1- الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2- والتكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
3- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .
4- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأة.

3-3 مراحل التصميم الإنشائـي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. **المرحلة الأولى**
وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه, بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة , وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع, ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام , والأبعاد الأولية المتوقعة منه.
2. **المرحلة الثانيـة**
تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ , بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 الأحمـال

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

1-4-3 الأحمال الميتة

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

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

Partition $=1KN/m^2$

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

2-4-3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزة ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة, والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	المستشفيات	5

جدول(3- 2) الأحمال الحية للمبنى

3-4-3 الأحمال البيئية

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية, والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى, و يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

1-3-4-3 أحمال الرياح

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى،ولتحديد احمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الارض وموقعه من حيث احاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى .

وسيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي :-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	**28.3**	**35.8**	**42**	**45.6**
Wind velocity Pressure (KN/ m^2)	**0.50**	**0.80**	**1.1**	**1.30**

جدول (3 – 3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5

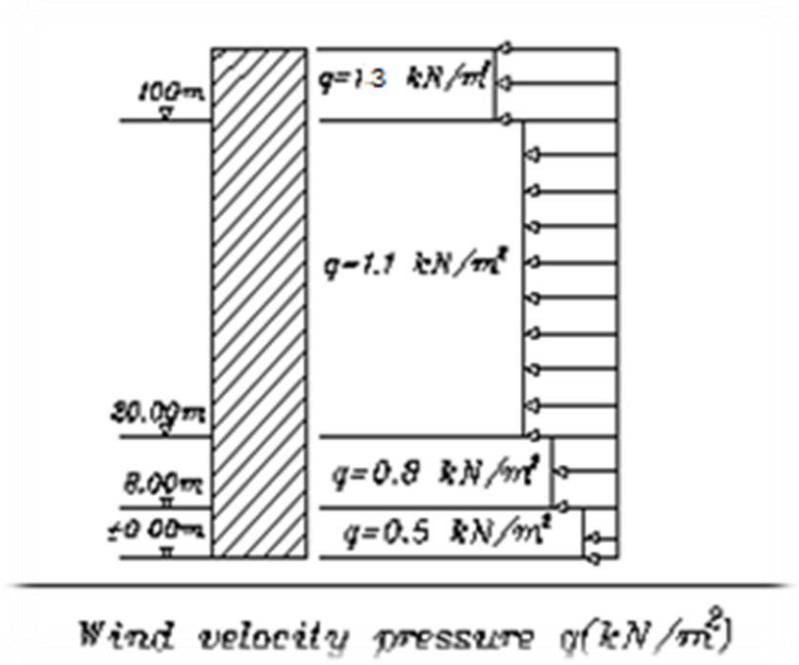
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

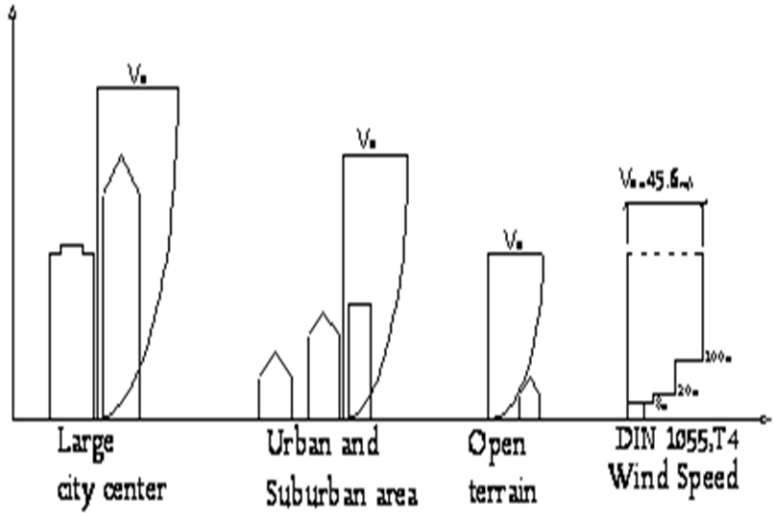
حيث أن :

q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m^2).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .





الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .

3-4-3-2 أحمال الثلوج:

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

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

جدول (3 – 4) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر, و الذي يساوي (920م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.3(\text{KN/m}^2)$$

3-3-4-3 أحـمـال الـزلازل

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية ,بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية،فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

- 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.

5-3 الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى , عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ,عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء, وتشمل: العقدات, والجسور, والأعمدة, وجدران القص, والأدراج, والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

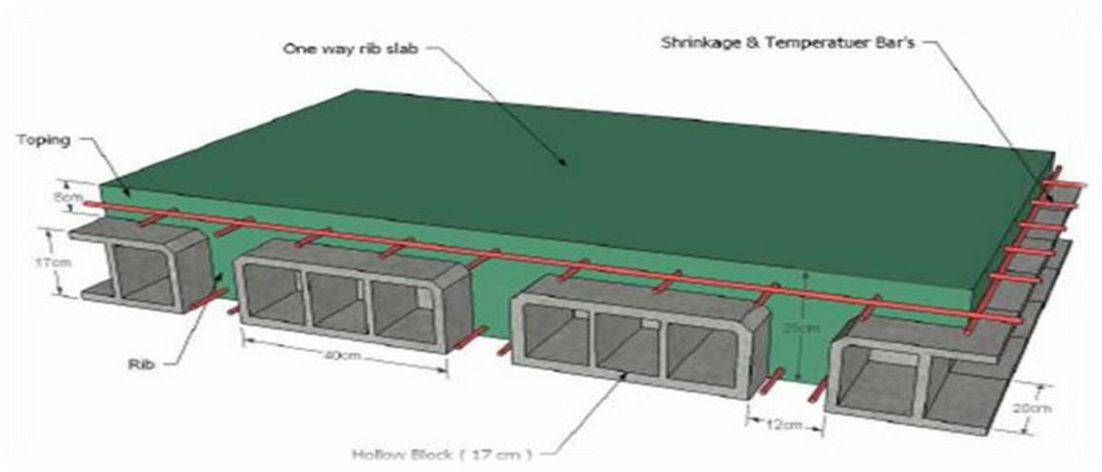
1-6-3 العقدات

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(one way solid slab).
4. Flat plate

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

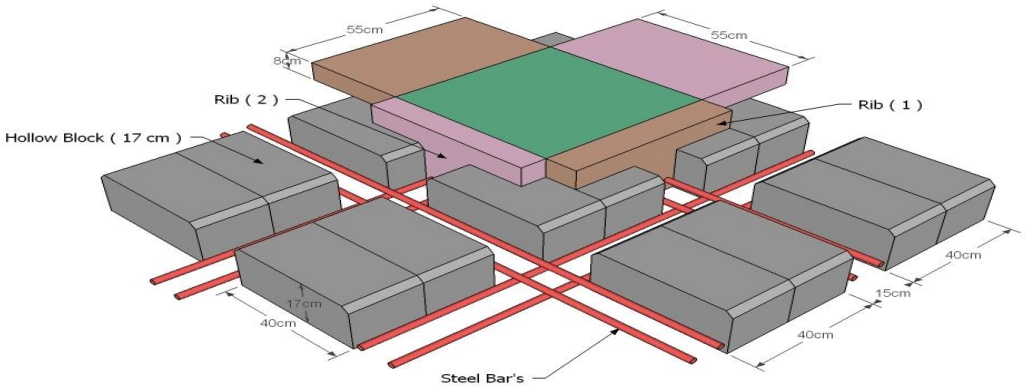
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2)



الشكل– (3-2) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

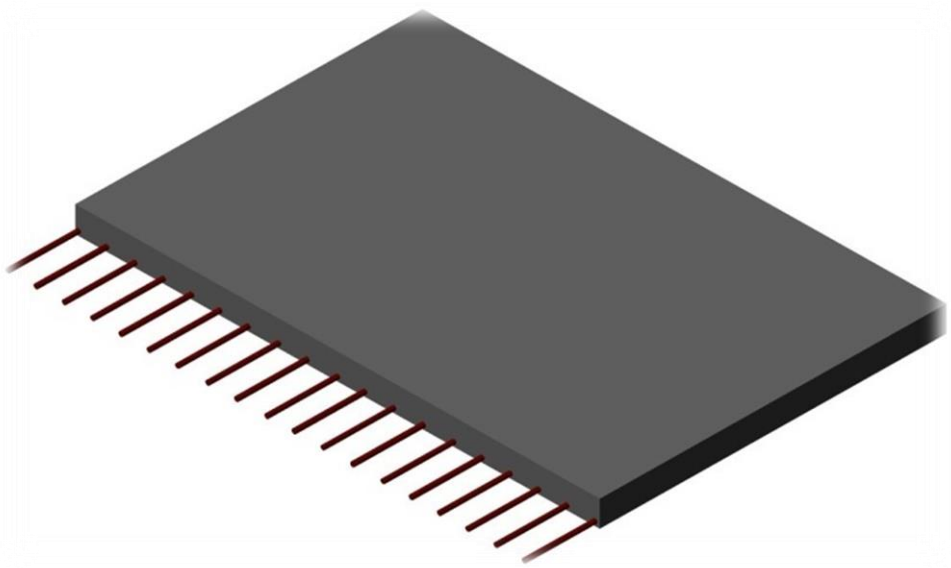
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-3):



الشكل (3 – 3) عقدات العصب ذات الاتجاهين.

3-1-6-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)

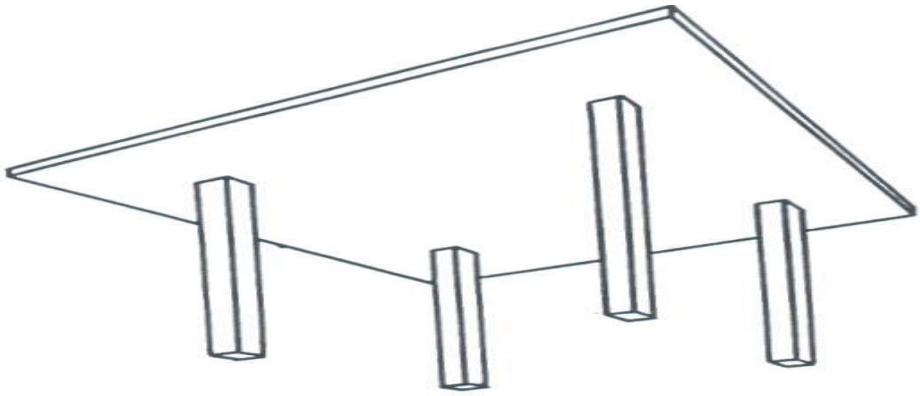
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية. كما في الشكل (3-4)



الشكل (3-4): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

Flat plate 4-1-6-3

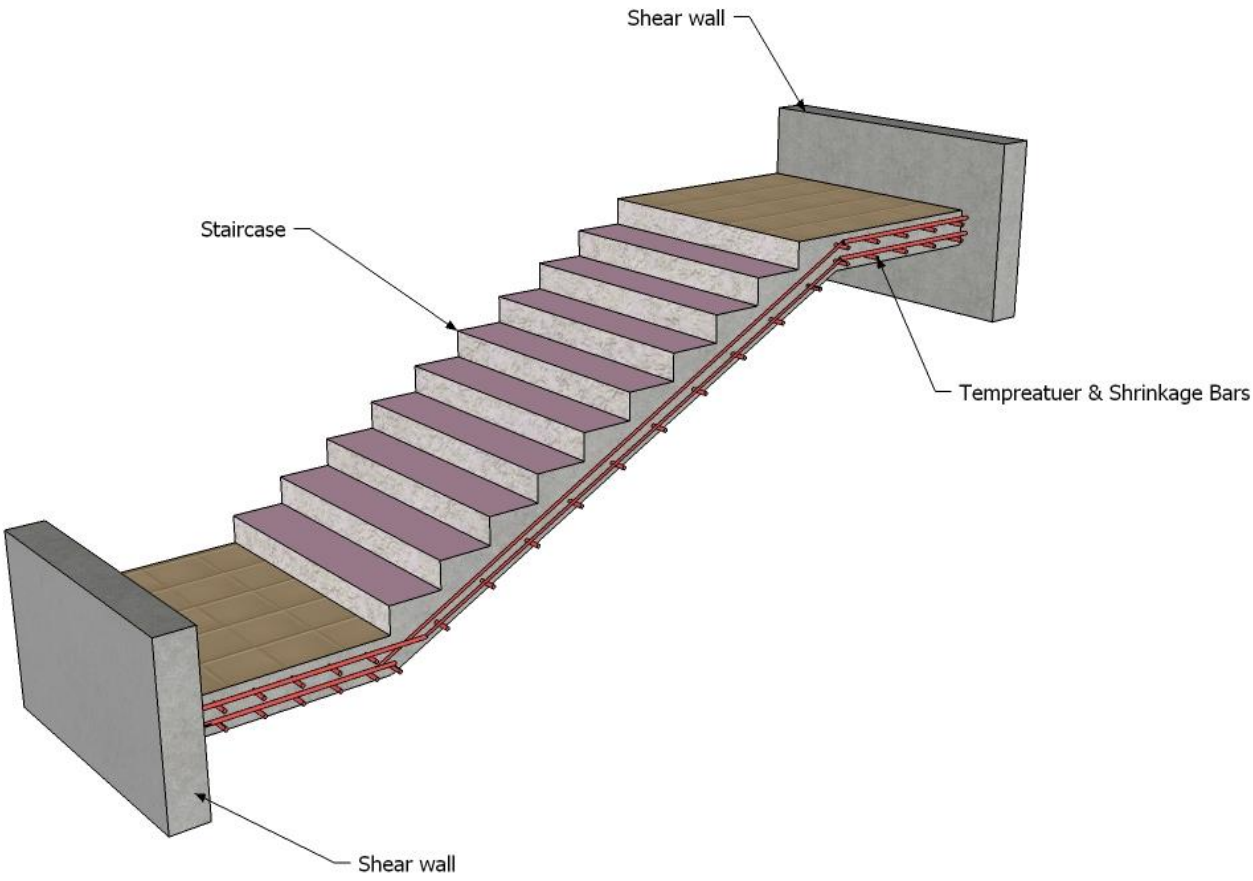
و تم استخدامها في حاله عدم الانتظام في توزيع الأعمدة.



الشكل (3 – 5) :- Flat Plate .

2-6-3 الأدراج

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى .

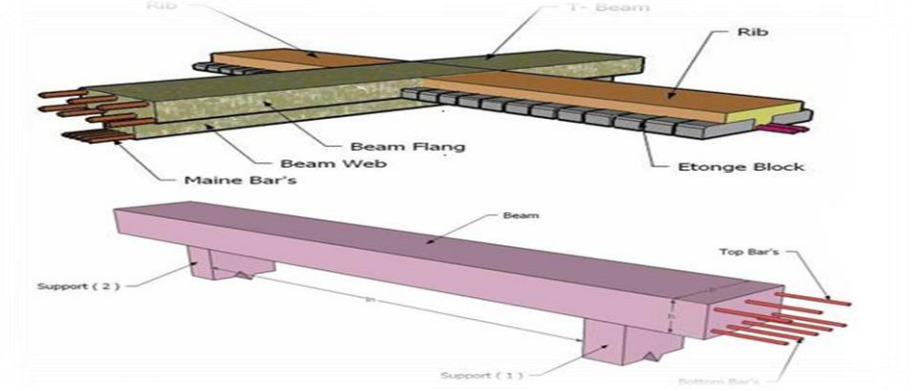


الشكل (3 – 6) :- الدرج .

3-6-3 الجسور

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

1- جسور (Rectangular)
2- وجسور (T-section) .
3- جسور (L-section).



الشكل (3 – 7) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع .

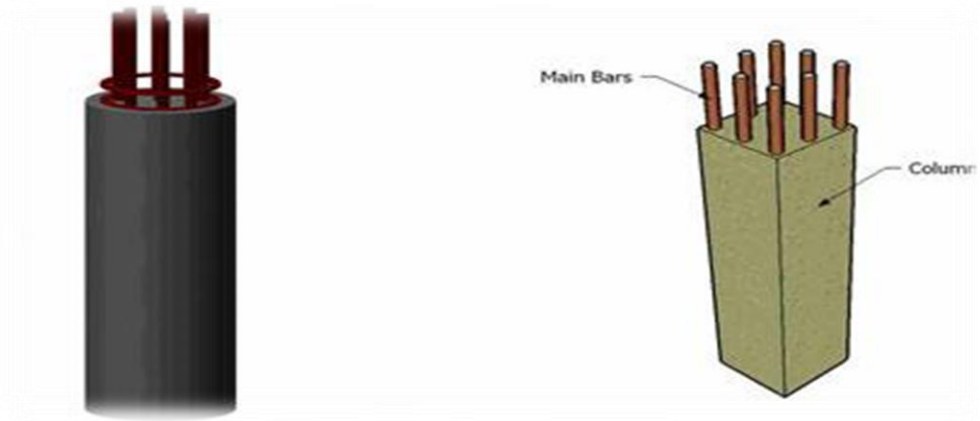
ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-7) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع

4-6-3 الأعمدة

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ , حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور , وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة , ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي, فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها،والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).

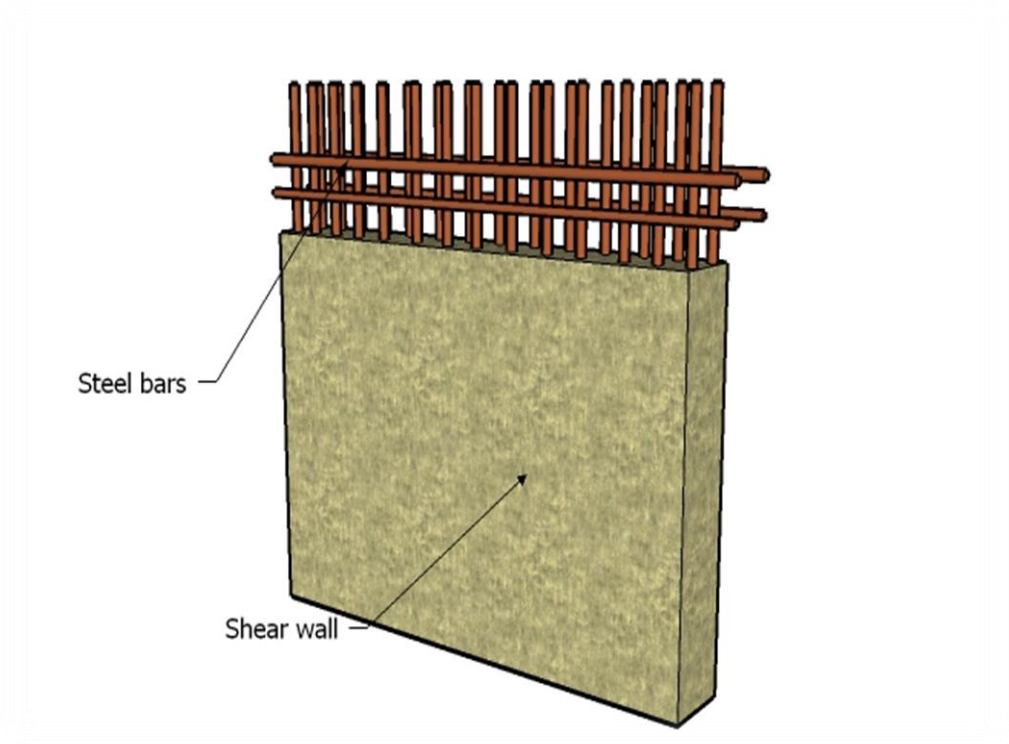
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على ثلاثة انواع من الاعمدة:هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (3-8).



الشكل (3 – 8) : - أنواع الأعمدة .

5-6-3 جدران القص Shear Walls

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توافر ثلاثة جدران قص على الأقل بحيث لا تتقاطع محاورها لتوفير ثبات كامل للمبنى ، والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-9).



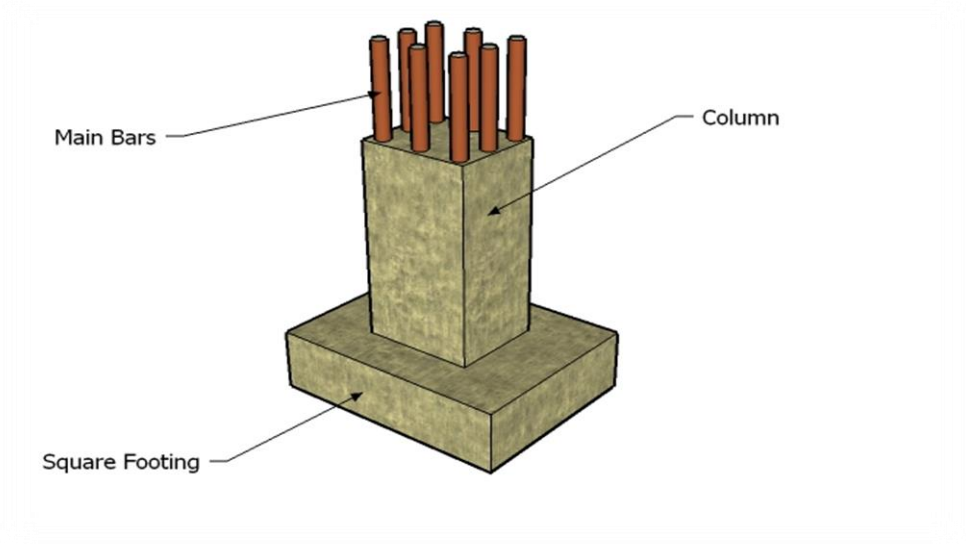
الشكل (3-9):- جدار قص .

6-6-3 الأساسات

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط, وهي على عدة أنواع كما يلي:-

1- أساسات منفصلة (Isolated footing)
2- أساسات مزدوجة (Compound footing)
3- أساسات مستمرة .(Continues footing)

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.

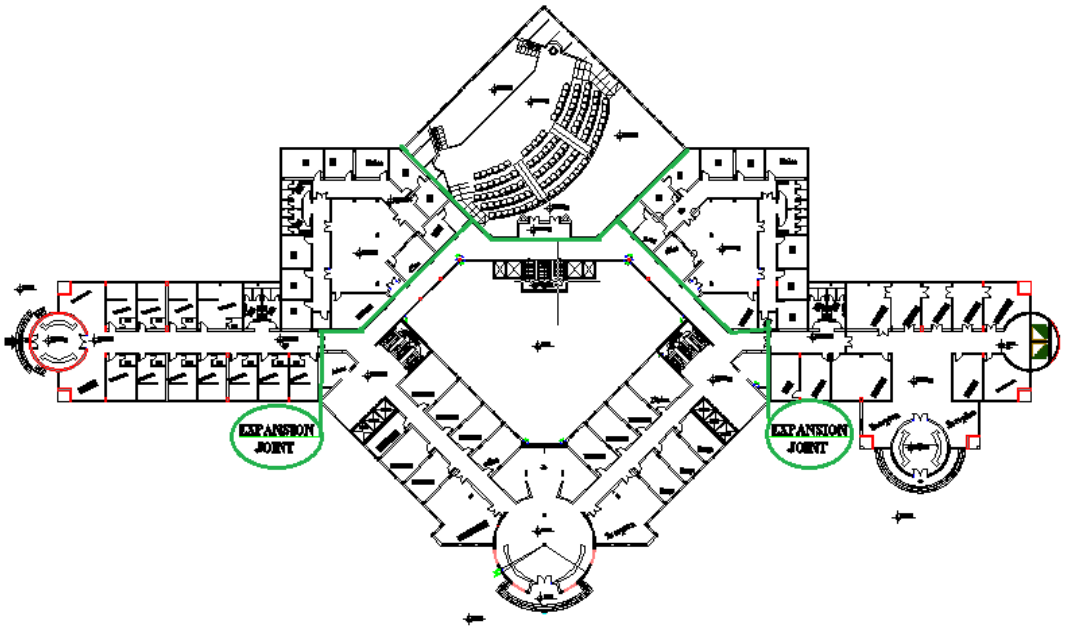


الشكل (3 – 10) :- أساس مفرد .

7-6-3 فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الاستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .



الشكل (3 – 11) :- فواصل التمدد.

Truss 8-6-3

هو عنصر إنشائي يتألف من مجمعه من الوحدات المثلثية المترابطه فيما بينها , بحيث يتم تركيب أجزاء الـ Truss باستخدام البراغي و البراشم و اللحام ,و يتميز بخفة وزنة و فضاءاتة الكبيرة .

7-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Atir Software for Structural Calculations (BEAMD).
4. Safe Program
5. ETABS 2013
6. Sap 15

4 Structural Analysis And Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Comparison Between a Thickness of one way and Two Rib slab

4.4 Design of topping.

4.5 Load calculations for one way Rib slab.

4.6 Design of one way Rib slab.

4.7 Design of two way Rib slab.

4.8 Design of Beam (B7B)

4.9 Design of Shot Column (C9)

4.10 Design of Long Column (C3)

4.11 Design of Isolated Footing (F3)

4.12 Design of Combined Footing(F18)

4.13 Design of Basement Wall

4.14 Design of Shear Wall (SW21)

4.15 Design Of Stair

4.16 Design of truss

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 unitweightfrom about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

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_08)**.

4.2.1 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:

- B300 : $fc' = 30N/mm^2\,(MPa)$ For circular section

  but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$) .

- The specified yield strength of the reinforcement $\{fy = 420\ N/mm^2\ (MPa)$

4.2.2 Factored loads:

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

$$\boldsymbol{Wu = 1.2\,DL + 1.6\,LL} \qquad \boldsymbol{ACI - code - 318 - 08(9.2.1)}.$$

4.3 Comparision between the thickness of one way rib slab and two way rib slab

- **Check Thickness of one way rib slab**

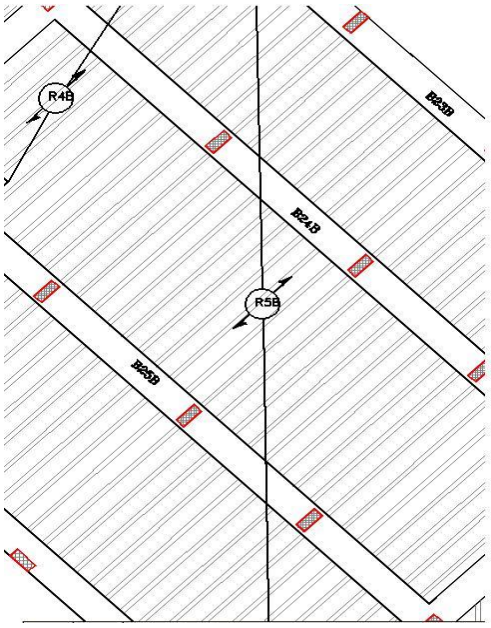


Fig 4.1: One Way Rib slab (R5B)

The overall depth must be satisfyingACI table (9.5.a).

The minimum required thickness is:

- Maximum span length for one end continuous :

  $h_{\min=}\frac{l}{18.5} = \frac{5270}{18.5} = \mathbf{284.86mm}$ ..**Control**

- Span length for both end continuous :

  $h_{\min=}\frac{l}{21} = \frac{5710}{21} = 271.9mm$

❖ Check Thickness of two way rib slab:

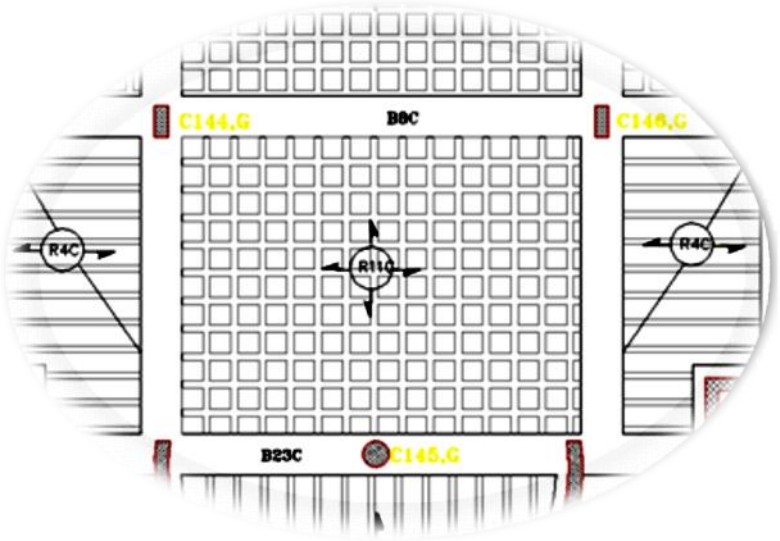
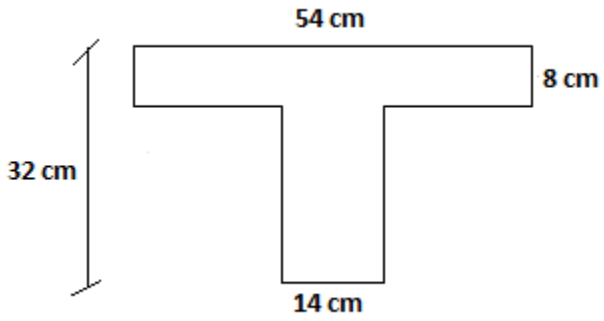


Fig 4.2: Two Way Rib slab(R11,C)

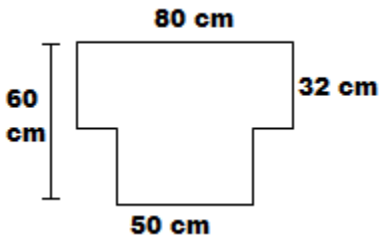
Rib slab :



Y_c = 21cm

$I_{rib} = 54 * \frac{11^3}{3} - 40 * \frac{3^3}{3} + 14 * \frac{21^3}{3} = 66816\ cm^4$

T Beam (B8C, B16C , B15C ,B22C):



$$Yc = \frac{(80 * 32 * 44) + (50 * 28 * 14)}{80 * 32 + 28 * 50} = 33.4\ cm$$

$$Ib = 80 * \frac{26.6^3}{3} + 80 * \frac{33.4^3}{3} - 30 * \frac{28^3}{3} = 1275968\ cm^4$$

- **For Exterior Beam**

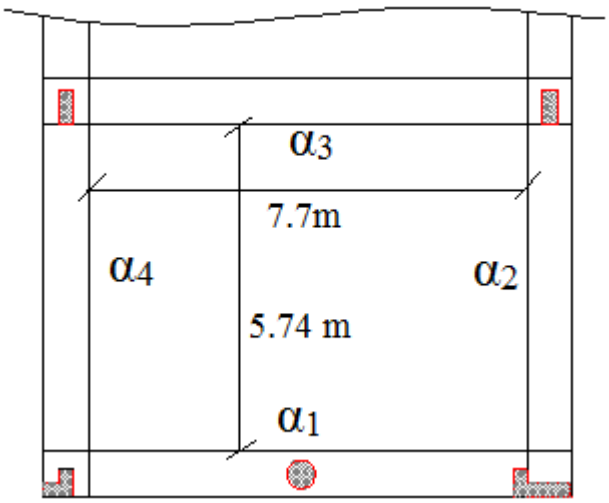
Long direction L = 770 cm

$$I_s = \frac{I_{rib}(\frac{l}{2} + b_w)}{b_f}$$

$$I_s = \frac{66816(\frac{770}{2} + 50)}{54} = 538240\ cm^4$$

Short direction L = 574 cm

$$I_s = \frac{66816(\frac{574}{2} + 50)}{54} = 416981.33 cm^4$$



- **For Interior Beam :**

In long direction :$l_{right} = 537cm, l_{left} = 574cm.$

$$I_s = \frac{I_{rib}(\frac{l_{right}}{2} + \frac{l_{left}}{2} + b_w)}{b_f}$$

$$I_s = \frac{66816(\frac{537}{2} + \frac{574}{2} + 50)}{54} = 749205.33 cm^4$$

$\alpha_1 = \frac{1275968}{416981.33} = 3.06$

$\alpha_2 = \alpha_4 = \frac{1275968}{538240} = 2.37$

$\alpha_3 = \frac{1275968}{749205.33} = 1.7$

$\alpha_{fm} = \frac{\alpha 1 + \alpha 2 + \alpha 3 + \alpha 4}{4} = 2.38 > 2$ $\beta = \frac{7.7}{5.74} = 1.34$

$$h_{min}=\frac{l_n\,(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+9\boldsymbol{\beta}}$$

$$h_{min}=\frac{7700\,(0.8+\frac{420}{1400})}{36+9(1.34)}$$ = 176.24mm> 90 mm

$$\boldsymbol{h_{assumed}=320\ mm} > 176.24\boldsymbol{mm-OK}$$

The thickness in one way rib slab is larger than in two way rib slab SO ,

Take the slab thickness = 32 cm, 24 cm for concreteblock , 8 cm, for topping.

4.4 Design of topping

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

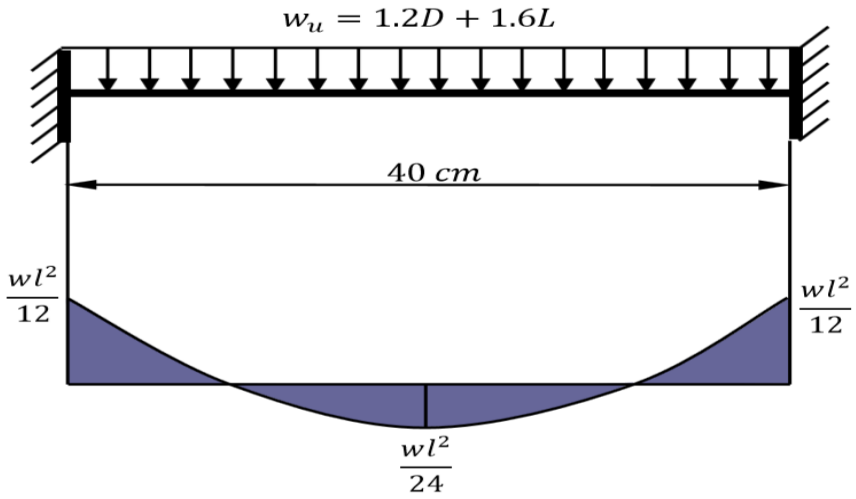


Fig 4.3: topping load.

- **Dead load calculations:**

Dead load from:	δ×γ×1	KN/m
Tiles	**0.03**×23×1	**0.69**
Mortar	**0.03**×22×1	**0.66**
Coarse sand	**0.07**×17×1	**1.19**
Topping	**0.08**×25×1	**2**
Interior partitions	1×1	**1**
	∑	**5.54**

Table (4.1) Dead Load Calculation of Topping

Live Load =5 KN/m^2 $\boldsymbol{Live\ Load\ = 5\ KN/m2\ \times\ 1m=\ 5\ KN/m}$

$\boldsymbol{w_u\ =\ 1.2\ \times 5.54\ +\ 1.6\times 5\ =14.648\ KN/m.}$

$Check\ the\ strength\ condition\ for\ plain\ concrete, \emptyset Mn \geq Mu, where\ \emptyset = 0.55.$

$Mn = 0.42\ \lambda\sqrt{f_c'}\ Sm$(**ACI** 22.5.1, equation 22-2).

S_m(modulus of cross section of slab) $= \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000\times80^2}{6} = 1066666.67\ mm^3.$

$\emptyset Mn = 0.55 \times 1 \times 0.42 \times \sqrt{24} \times 1066666.67 \times 10^{-6} = 1.21 KN.m$

$Mu = \frac{W_u L^2}{12} = \frac{14.648*0.4^2}{12} = 0.1953\ KN.m$ $(negative\ moment).$

$Mu = \frac{W_u L^2}{24} = 0.0976\ KN.m$ $(positive\ moment).$

$$\emptyset Mn >> Mu = 0.1953\ KN.m$$

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

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

$As = \rho \times b \times htopping = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144\ mm^2/m\ strip.$

Step (s) is the smallest of:

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

   S≤ $300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300mm$**ACI 10.6.4**

Use ϕ8 @ 200 mm in both direction, As provided =250 mm^2/m , S = 200 mm <S_{max} = 240 mm

4.5 Load calculations for one way Rib slab

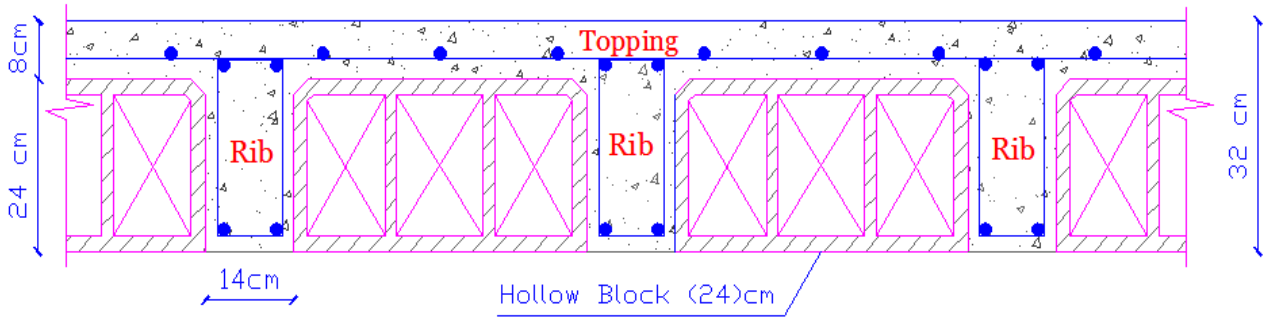


Fig 4.4: one way Rib slab section.

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

- $be \leq \frac{L}{4} = \frac{4470-800}{4} = 918\ mm$ L: *is the span of the rib.*
- $be \leq bw + 16hf = 140 + 16 \times 80 = 1420\ mm.$
- $be \leq$ *center to center spacing between adjacent beams* $= 540\ mm.$ **Control**

Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

$bw \geq 10cm$ ……ACI(8.13.2)

Select bw=14cm

$h \leq 3.5 * bw$ ……ACI(8.13.2)

$Select\ h = 32cm < 3.5 * 15 = 52.5cm$

$tf \geq Ln/12 \geq 50mm$ ……ACI(8.13.6.1)

$Select\ tf = 8cm$

- **Dead load calculations:**

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	**0.03×23×0.54**	**0.3726**
Mortar	**0.03×22×0.54**	**0.3564**
Coarse sand	**0.07×17×0.54**	**0.6426**
Topping	**0.08×25×0.54**	**1.08**
Interior partitions	**1×0.54**	**0.54**
RC rib	**0.24×25×0.14**	**0.84**
Hollow Block	**0.24×10×0.4**	**0.96**
Plaster	**0.03×22×0.54**	**0.3564**
	$\sum$	**5.15**

Table (4.2) Dead Load Calculations of One Way Rib Slab

Live load /rib $= 5\ KN/m^2 \times 0.54\ m = 2.7\ KN/m$.

Du $= 1.2 \times 5.15 = 6.18$ KN/m.

Lu $= 1.6 \times 2.7 = 4.32$ KN/m.

Wu $= 10.5$ KN/m.

4.6 Design of One Way Rib slab

❖ System :

One -way ribbed slab :

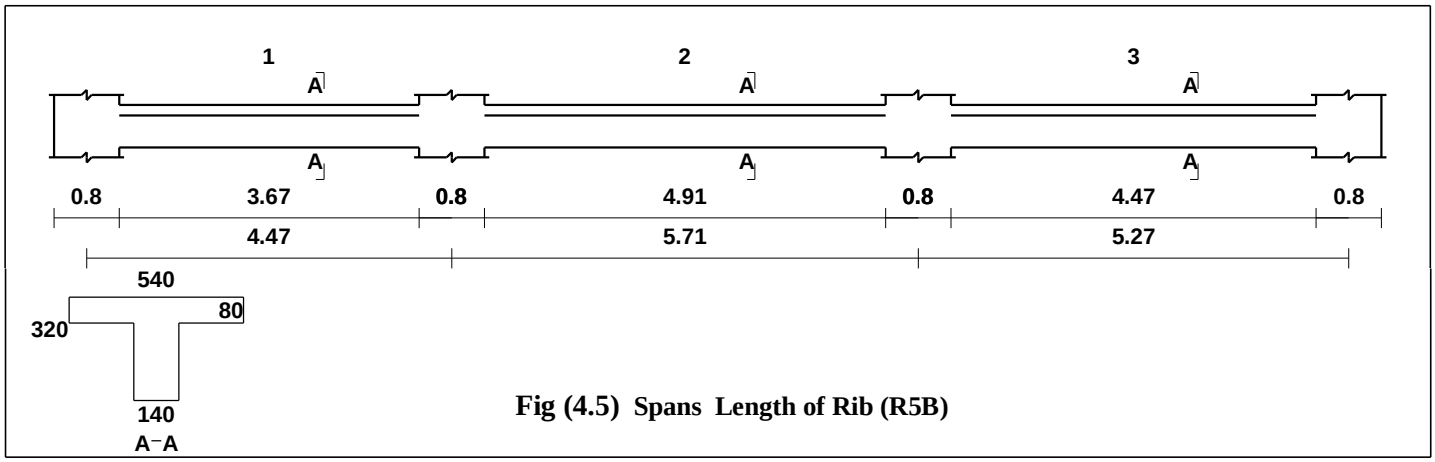
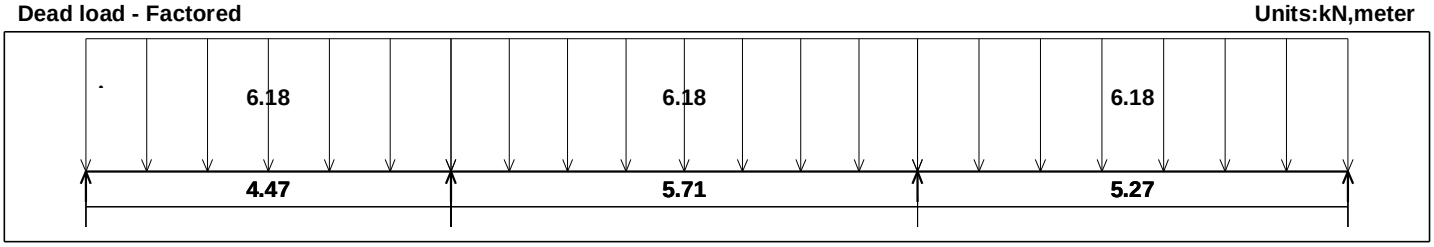


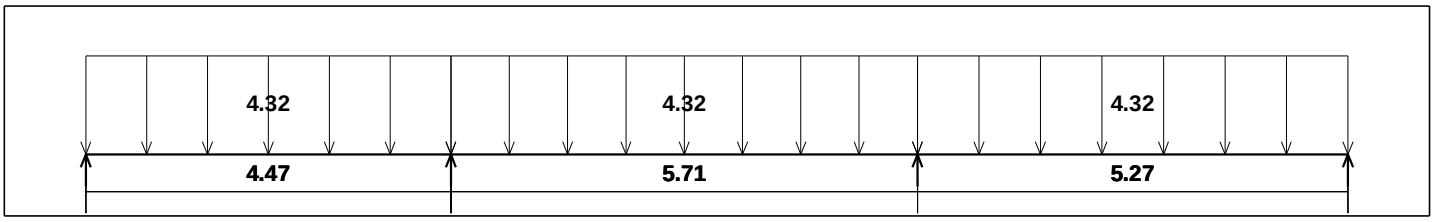
Fig (4.5) Spans Length of Rib (R5B)

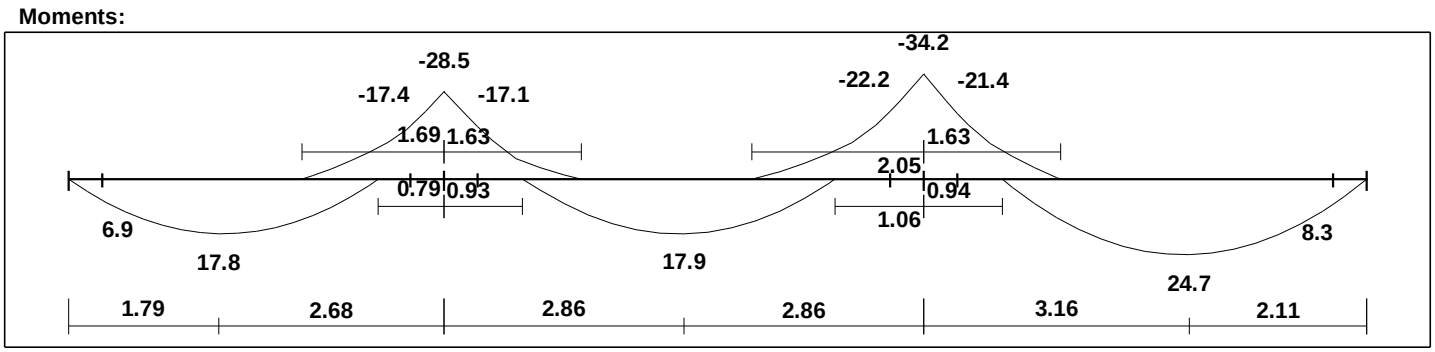
❖ Loading

By using BEAMD (**ATIR**) program we get the envelope moment and shear diagram as the following:

$Du = 1.2 \times 5.15 = 6.18\ KN/m.$ $Lu = 1.6 \times 27 = 4.32 KN/m$







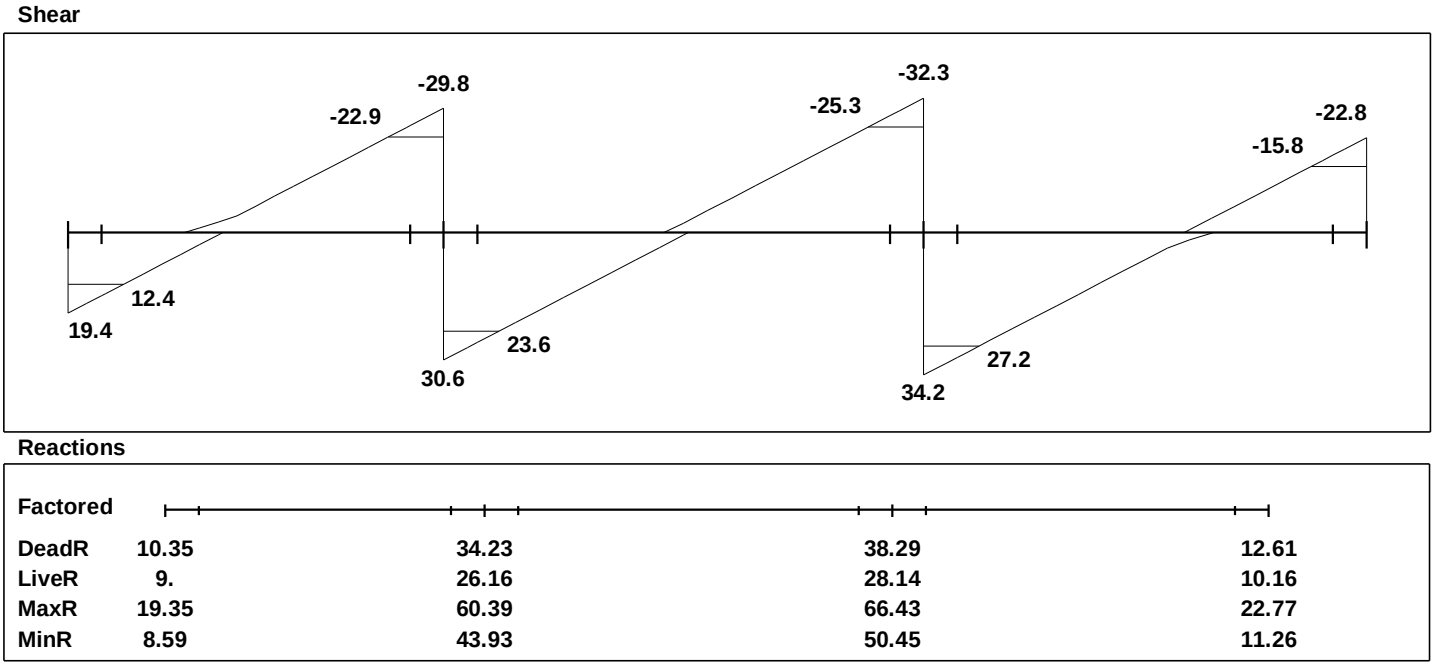


Fig.(4.6) Moment and shear envelope for One Way Rib

4.6.1 Design for positive Moment for Rib (R5B)

- $\boldsymbol{Mu\ (max.positive\ moment) = 24.7\ KN.m.}$

Assume bar diameter ϕ12 for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286\ mm.$$

Check if a>h_f to determine whether the section will act as rectangular or T_ section,

$$M_{nf} = 0.85.f_c'.b_e.h_f.(d - \frac{h_f}{2})$$

$$= 0.85 \times 24 \times 540 \times 80 \times \left(286 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 216.8\ KN.m$$

$Mnf > Mu/\emptyset = 27.44/0.9 = 27.44 KN.m$, the section will be designed as **rectangular section**with b = 540 mm.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{24.7 \times 10^6}{0.9 \times 540 \times 286^2} = 0.621\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.621}{420}}\right) = 0.00150$$

$As = \rho.b.d = 0.001502 \times 540 \times 286 = 231.94\ mm^2.$

$Check\ for\ As, min.$

$$As, min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$$

$$As, min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 140 \times 286 = 116.76\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} 140 \times 286 = 133.47\ mm^2\ ..\boldsymbol{Control}.$$

$As, required$ =231.94 mm^2.> $As, min = 133.47\ mm^2$

$Use\ 2\phi 14\ , Bottom\ , As, provided = 307.9\ mm^2 > As, required = 231.94\ mm^2 \quad Ok$

Check for strain:

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{307.9\times420}{0.85\times540\times24} = 11.74mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{11.74}{0.85} = 13.81\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285-13.81}{13.81}\right) = 0.059 > 0.005 \qquad 0k$$

- **Design for positive moment $\boldsymbol{Mu = 17.9\ KN.m}$**

  Assume bar diameter ϕ12

  $d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286\ mm.$

  $M_{nf} = 216.8\ KN.m$

  $Mnf >> M_u/\emptyset = 17.9/(0.9) = 19.9KN.m,$

  $the\ section\ will\ be\ designed\ as\ \boldsymbol{rectangular\ section}\ with\ b = 540\ mm.$

  $$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{17.9 \times 10^6}{0.9 \times 540 \times 286^2} = 0.45\ Mpa = 20.6$$

ρ= $\frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.45}{420}}\right) = 0.001084$

$As = \rho.b.d = 0.001084 \times 540 \times 286 = 167.34\ mm^2.$

Check for $A_{s,min}$.

$As, min\ 133.47\ mm^2$.

$As, required$ =167.34 mm^2.> $As, min = 133.47\ mm^2$

$Use\ 2\phi 12\ Bottom\ , As, provided = 226.2\ mm^2 > As, required = 167.34\ mm^2 .. Ok$

$Check\ for\ strain$:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{167.34\times420}{0.85\times540\times24} = 6.38mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{6.38}{0.85} = 7.51\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{286-7.51}{7.51}\right) = 0.111 > 0.005 \qquad 0k$$

4.6.2 Design for negative Moment for Rib (R5B)

- $\boldsymbol{Mu = 22.2\ KN.m}$. **(maximum negative moment at the face of support –ACI 8.9.3)**

$Assume\ bar\ diameter\ \phi12\ for\ main\ negative\ reinforcement.$

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{22.2\times10^6}{0.9\times140\times286^2} = 2.154\ Mpa.$$

ρ$= \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.154}{420}}\right) = 0.005433$

$$As = \rho.b.d = 0.005433\times140\times286 = 217.52\ mm^2$$

$Check\ for\ As,min.$

$$As = 217.52 > As,min = 133.47\ mm^2 - OK$$

$Use\ 2\phi12, Top\ , As,provided = 226.2mm^2 > As,required = 217.52\ mm^2 \quad Ok$

Check for strain:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{226.2\times420}{0.85\times140\times24} = 33.26mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{33.26}{0.85} = 39.13\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{286-39.13}{39.13}\right) = 0.0189 > 0.005 \qquad 0k$$

- $\boldsymbol{Design\ for\ Mu = -17.4\ KN.m}$

  Assume bar diameter ϕ12

  $$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286\ mm.$$

  $$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{17.4\times10^6}{0.9\times140\times286^2} = 1.69\ Mpa.$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.69}{420}}\right) = 0.004206$$

$$As = \rho.b.d = 0.004206 \times 140 \times 286 = 168.41mm^2$$

$$Check\ for\ As, min.$$

$$As = 168.41 > As, min = 133.47\ mm^2 - OK$$

$$Use\ 2\phi12, Top\ , As, provided = 226.2mm^2 > As, required = 168.41\ mm^2$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times140\times24} = 33.26mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{33.26}{0.85} = 39.13\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{286-39.13}{39.13}\right) = 0.0189 > 0.005 \qquad 0k$$

4.6.3 Design of Rib for shear

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

From shear envelope diagram: $V_u = 27.2KN$

$$Vc = \frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 140 \times 285 \times 10^{-3} = 35.84KN$$

$$\phi\, Vc = 0.75 \times 35.83 = 26.9\ KN.$$

$$0.5\ \phi\, Vc = 0.5 \times 26.9 = 13.43KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 140 \times 285 \times 10^{-3} = 12.22KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3} \times 140 \times 285 \times 10^{-3} = 13.3\ KN \quad \boldsymbol{-control}$$

$$\phi\, Vc < V_u < \phi\left(Vc + V_{s,min}\right) \quad \boldsymbol{-Case\ 3}$$

$$minimum\ shear\ reinforcement\ is\ required\ (A_{v,min})$$

$$Use\ stirrups\ U - shape\ (2\ leg\ stirrups\ )\ \phi8\ Av = 2 \times 50.24 = 100.48mm^2.$$

$S_{required}$ = minimum of :

$\frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3\times100.48\times420}{140} = 904.32\ mm$- **control**

$$\frac{16A_v f_{yt}}{b_w\sqrt{24}} = \frac{16 \times 100.48 \times 420}{140 \times \sqrt{24}} = 985.73\ mm$$

$$S_{max} \le \frac{d}{2} \le 600\ mm \qquad ,S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{285}{2} = 142.5\ mm \qquad -control$$

Use stirrups U- shape (2 leg stirrups)ϕ8/12.5cm c/c for the distance of 1 m from the face of support , and ϕ8/20 cm c/c in the middle space.

4-7.Design of Two way ribbed slab

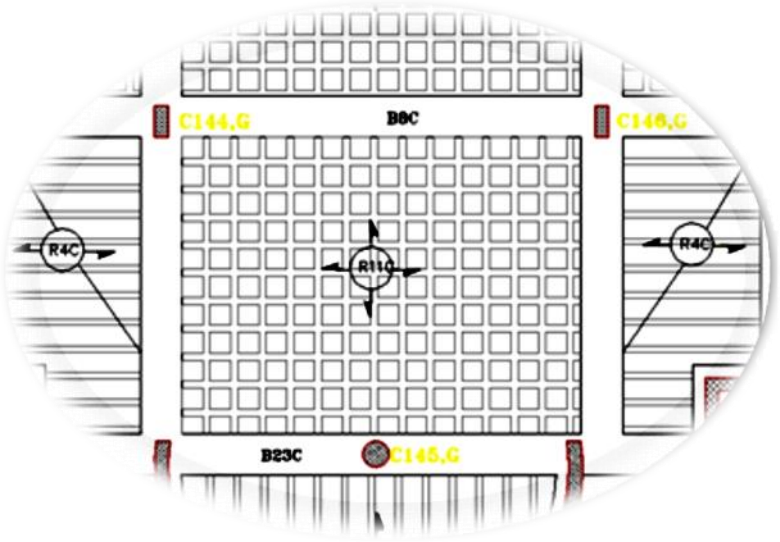
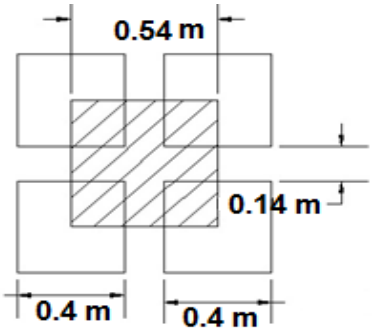


Fig. (4-7): Two way ribbed slab

4-7.1 Load Calculation

- **Determination of Dead load**



Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	**$0.03\times23\times0.54^2$**	**0.2012**
Mortar	**$0.03\times22\times0.54^2$**	**0.1925**
Coarse sand	**$0.07\times17\times0.54^2$**	**0.3470**
Topping	**$0.08\times25\times0.54^2$**	**0.5832**

Interior partitions	**1×0.54^2**	**0.2916**
RC rib	**0.24×25×0.15×(0.54+0.4)**	**0.846**
Hollow Block	**0.24×10×0.4×0.4**	**0.384**
Plaster	**$0.03\times22\times0.54^2$**	**0.1925**
	∑	**3.04**

Table (4.3)Calculation of two way dead load

$$\boldsymbol{Total\ Dead\ Load\ =\ 3.04\ KN}$$

$$\boldsymbol{DL=\frac{3.04}{0.54\times0.54}=10.43KN/m^2} \qquad \boldsymbol{Total\ live\ load\ =\ 5\ KN/m^2}$$

- **Determination of factored dead & live load**

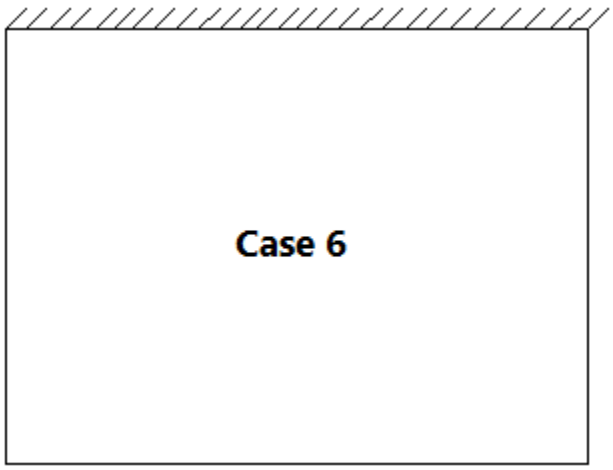
$$Factored\ dead\ load\ =\ 1.2\times Dead\ load\ =\ 1.2\times10.43\ =\ 12.52\ KN/m^2.$$

$$Factored\ Live\ load=1.6\times live\ load\ =\ 1.6\times5\ =8\ KN/m^2$$

$$\boldsymbol{Wu=\ 12.52\ +\ 8\ =\ 20.52\ KN/m2}$$

4-7.2: Design of positive and negative moments:

- **Moments calculations :**



$$Ma\ =\ Ca\ wla^2bf \quad and \quad Mb\ =\ Cb\ wlb^2bf$$

$$\frac{la}{lb}=\frac{5.74}{7.70}=0.75$$

$$C_{a,neg}=0.088$$

$$C_{a,dl}=0.048 \quad C_{b,dl}=0.012$$

$$C_{a,ll}=0.055 \quad C_{b,ll}=0.016$$

$$\boldsymbol{M_{a,neg}=0.088*20.52*5.74^2*0.54=32.13\ KN.m/rib}$$

$$M_{a,dl}=0.048*12.52*5.74^2*0.54=10.7KN.m$$

$$M_{a,ll}=0.055*8*5.74^2*0.54=7.82KN.m$$

$$\boldsymbol{M_{a,pos}=10.7+7.82=18.52\ KN.m/rib}$$

$M_{b,dl} = 0.012 * 12.52 * 7.7^2 * 0.54 = 4.81\ KN.m$

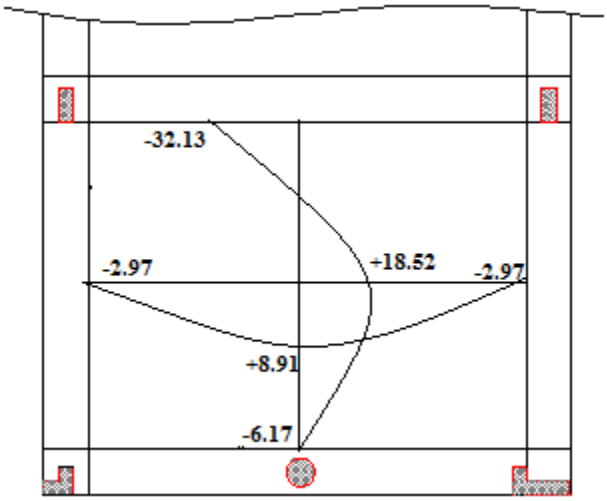
$M_{b,ll} = 0.016 * 8 * 7.7^2 * 0.54 = 4.1\ KN.m$

$\boldsymbol{M_{b,pos} = 4.81 + 4.1 = 8.91\ KN.m/rib}$

- ***Negative moments at Discontinuous edge*** ($\frac{1}{3}$ ***positive moment***):

$$\boldsymbol{M_{a,neg,edge} = \frac{1}{3} * 18.52 = 6.17\ \ KN.m/rib}$$

$$\boldsymbol{M_{b,neg,edges} = \frac{1}{3} * 8.91 = 2.97\ \ KN.m/rib}$$



- **Design for Negative and Positive moment**

- **Short Direction**

- ***Design for negative moment*** **(continuous edge)** $\boldsymbol{Mu = 32.13\ KN.m}$

Assume bar diameter ϕ14 for main negative reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{32.13 \times 10^6}{0.9 \times 140 \times 285^2} = 3.14\ Mpa.$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.14}{420}}\right) = 0.00816$$

$$As = \rho.b.d = 0.00816 \times 140 \times 285 = 325.7\ mm^2$$

$Check\ for\ As,min..$

$$As,min\ = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w.d$$

$$As,min\ = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 140 \times 285 = 116.35\ mm^2$$

$$As,min\ = \frac{1.4}{420}140 \times 285 = 133\ mm^2\ ..\boldsymbol{Control}.$$

$$As,required\ = 325.7\ mm^2$$

$$\boldsymbol{Use\ 2\phi 16\ , Top\ As,provided\ = 402.12\ mm^2 > As,required\ = 325.7\ mm^2.\quad Ok}$$

$Check\ for\ strain$:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{402.12 \times 420}{0.85 \times 140 \times 24} = 59.14mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{59.14}{0.85} = 69.6\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284-69.6}{69.6}\right) = 0.00924 > 0.005 \qquad 0k$$

Check for spacing :

$$S = \frac{140-40-16-(2\times16)}{1} = 52\ mm > 25 \qquad OK$$

- ***Design for positive moment*** **(Mid Span)** $\boldsymbol{Mu = 18.52\ KN.m}$

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

  $$d\ = h -\ cover\ -\ dstirrups\ - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285\ mm.$$

  $$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{18.52 \times 10^6}{0.9 \times 140 \times 285^2} = 1.81\ Mpa.$$

  $$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.81}{420}}\right) = 0.00452$$

  $$As\ =\ \rho.b.d\ = 0.00452 \times 140 \times 285\ = 180.35\ mm^2$$

  $Check\ for\ As,min..$

  $$As,min\ = \frac{1.4}{420}140 \times 285 = 133\ mm^2\ ..\boldsymbol{Control}.$$

  $$As,required\ = 180.35\ mm^2 >\ As,min$$

$$\boldsymbol{Use\ 2\phi 12\ , Bottom, As,provided\ = 226.2\ mm^2\ As,required = 180.35\ mm^2.\ Ok}$$

$Check\ for\ strain$:

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times140\times24} = 33.26mm$

c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{33.26}{0.85} = 39.13\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285-39.13}{39.13}\right) = 0.0188 > 0.005 \qquad 0k$

- ***Design for Discontinuous edge***

$A_s = \frac{1}{3}A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 180.35\ mm^2 = 60.12mm^2 < As,min = 133\ mm^2$

Provide $As,min = 133\ mm^2$

$n = \frac{133}{As\phi10} = 1.69$

***Use* 2 ϕ10 , *Top* , *As* $= 157.08mm^2$**

- **Long Direction**
  - **(Design for positive moment (mid span)) , $Mu = 8.91\ KN.m$**

Assume 2ϕ10

$d\ = h - \ cover\ -\ dstirrups\ - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{10}{2} = 287\ mm$

$As(2\phi10) = 157.08\ mm^2 >\ As,min\ = \frac{1.4}{420}140 \times 287 = 133.93\ mm^2$

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{157.08\times420}{0.85\times140\times24} = 26.4\ mm$ c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{24.6}{0.85} = 31.1\ mm$

$M_n = A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 157.08 * 420(287 - 13.2) * 10^{-6} = 18.06Kn.m$

Check for strain

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287-31.1}{31.1}\right) = 0.0246 > 0.005$

Take $\emptyset = 0.9 \emptyset Mn = 0.9 * 18.06 = 16.25\ Kn.m > Mu = 8.91\ Kn.m$

***Use* 2ϕ10 , *Bottom* , *As* $= 157.08mm^2$**

- **Design for Discontinuous edges**

$A_s = \frac{1}{3}A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 157.08\ mm^2 = 52.36mm^2 < As,min = 133.93\ mm^2$

Provide $As,min = 133.93\ mm^2$

$n = \frac{133.93}{As\phi10} = 1.7$

***Use* 2 ϕ10 , *Bottom* , *As* $= 157.08mm^2$**

4-7.3 Design of Two way Rib for shear

$W_a = 0.88$, $W_b = 0.12$

- *The total load on the panel being* ($7.7 \times 5.74 \times 20.52 = 906.94\ KN$)
- *The load per rib at face of the long beam is* ($0.88 \times 906.94 \times 0.54/(2 \times 5.74) = 37.54KN$)

$Vud = 37.54 - 20.52 \times 0.54 \times 0.284 = 34.4\ KN$

$Vc = \frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 140 \times 284 \times 10^{-3} = 35.71\ KN$

$\phi\, Vc = 0.75 \times 35.71 = 26.78KN.$

$0.5\,\phi\, Vc = 0.5 \times 26.78 = 13.4\ KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 140 \times 284 \times 10^{-3} = 12.17KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3} \times 140 \times 284 \times 10^{-3} = 13.25\ KN$ $-$ ***control***

$\phi\, Vc < V_u < \phi\left(Vc + V_{s,min}\right)$ $-$ ***Case 3***

minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$)

Use stirrups U − shape (2 *leg stirrups*) ϕ8 $Av = 2 \times 50.24 = 100.48mm^2$.

$S_{required}$ = minimum of :

$\frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3\times100.48\times420}{140} = 904.32\ mm$- **control**

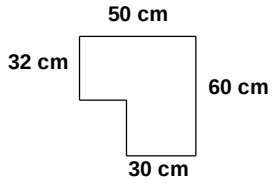
$\frac{16A_v f_{yt}}{b_w\sqrt{24}} = \frac{16 \times 100.48 \times 420}{140 \times \sqrt{24}} = 985.73\ mm$

$S_{max} \le \frac{d}{2} \le 600\ mm$, $S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142\ mm$ $-$ *control*

Use stirrups U- shape (2 leg stirrups)ϕ8/12.5cm c/c for the distance of 1 m from the face of support , and ϕ8/20 cm c/c in the middle space.

4.8 Design of Beam (B7B)

4.8.1 Load calculations



Dead load from:	W = δ×γ×b	KN/m
Tiles	**0.03×23×0.5**	0.345
Mortar	**0.03×22×0.5**	0.33
Coarse sand	**0.07×17×0.5**	0.595
Interior partitions	**1×0.5**	0.5
RC Beam	**(0.32×25×0.5)+(0.28×25×0.3)**	6.1
Plaster	**0.03×22×0.5**	0.33
	∑	**8.2**

Table(4-4) Dead loads on Beam B7B

- The support reaction (factored) from Dead loads of Rib (R5B) upon beam (B23B) is **(10.35 KN)**. The distributed Dead load from Rib (R5B) & Rib (R4B) on Beam (B23B):

$$W_{DL\ from\ Rib(R5B)=W_{DL\ from\ Rib(R4B)}} = \frac{10.35}{0.54} = 19.17KN/m$$

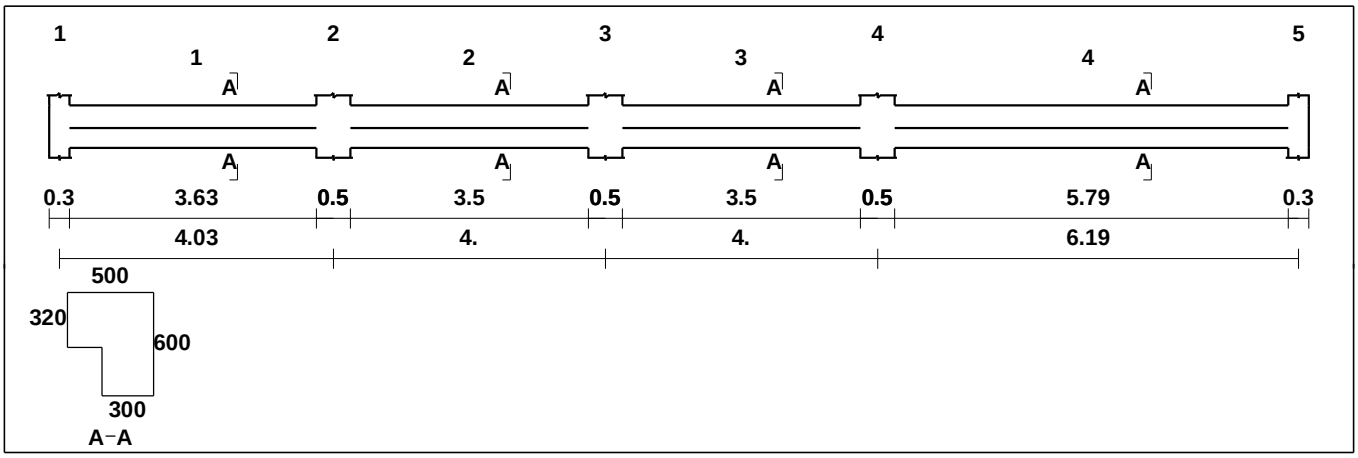
- The support reaction (factored) from Live loads of Rib (R5B) upon beam (B23B) is **(9.0 KN)** . The distributed Live load from Rib (R5B) on Beam (B23B):

$$W_{LL\ from\ Rib(R5B)} = \frac{9.0}{0.54} = 16.67KN/m \quad W_{LL\ from\ Rib}(R4B) = \frac{8.45}{0.54} = 15.65KN/m$$

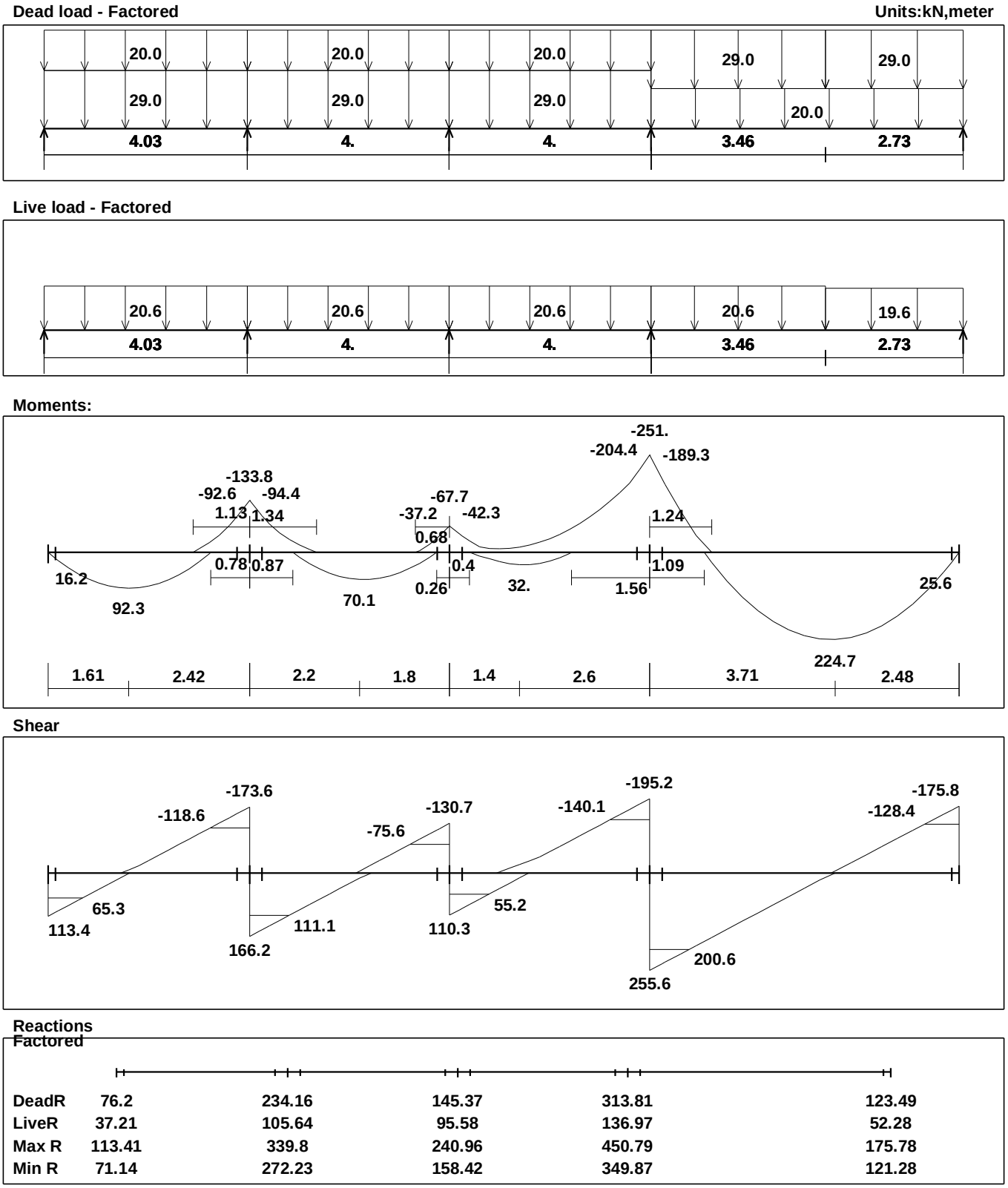
$$Total\ factored\ Dead\ Load\ W_{DL} = 19.17 + 1.2(8.2) = 29.01\ KN/m$$

$$factored\ Live\ Load\ W_{LL} = 16.67 + 1.6(0.5 * 5) = 20.67\ KN/m$$
$$factored\ Live\ Load\ W_{LL}\ at\ 3.46m\ from\ support\ 4 = 15.65 + 1.6(0.5 * 5) = 19.65\ KN/m$$

❖ **Beam system**



❖ **Loading**



DeadR	76.2	234.16	145.37	313.81	123.49
LiveR	37.21	105.64	95.58	136.97	52.28
Max R	113.41	339.8	240.96	450.79	175.78
Min R	71.14	272.23	158.42	349.87	121.28

Fig (4-8) moment and shear diagram for Beam (B7B)

4.8.2 Design of positive and negative moments.

***Assume bar diameter* ϕ20**

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 540mm$$

Check if $a > hf$ to determine whether the section will act as rectangular or T_ section,

$$M_{nf} = 0.85.f_c'.b_e.h_f.(d - \frac{h_f}{2})$$

$$= 0.85 \times 24 \times 500 \times 320 \times \left(540 - \tfrac{320}{2}\right) \times 10^{-6} = 1240.32\ KN.m$$

$$Mnf > \frac{M_u}{\emptyset} = \frac{224.7}{0.9} = 249.7KN.m,$$

the section will be designed as ***rectangular section*** *with* $b = 500mm.$

Check for doubly :

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 540 = 231.43\ mm, \qquad a = \mathcal{B}_1 C = 0.85 * 231.43 = 196.7\ mm$$

$$M_{nmax} = 0.85.f_c'.a.b_f.\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 * 24 * 196.7 * 500\left(540 - \frac{196.7}{2}\right) = 886.1\ KN.m$$

$M_u < \emptyset M_n = 0.82 * 886.1 = 726.6$ ... ***design as singly***

- **Design for maximum positive moment,** $\boldsymbol{Mu = 224.7\ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{224.7 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 540^2} = 1.71Mpa.$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.71}{420}}\right) = 0.00426$$

$$As = \rho.b.d = 0.00426 \times 500 \times 540 = 1149.7\ mm^2$$

Check for As, min..

$$As, min = \frac{1.4}{420} 300 \times 540 = 540\ mm^2 \ldots \boldsymbol{Control}.$$

$$As, required = 1149.7\ mm^2 > As, min$$

Use $\boldsymbol{4\phi\ 20}$, $\boldsymbol{Bottom, As, provided = 1256.64\ mm^2}$ As, $\boldsymbol{required = 1149.7\ mm^2}$. ***Ok***

Check for strain

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1149.7\times420}{0.85\times500\times24} = 47.34\ mm$ $\quad c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{47.34}{0.85} = 55.7\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{540-55.7}{55.7}\right) = 0.0261 > 0.005\ \ ok$$

$Check\ for\ spacing$:

$$s = \frac{300 - 40*2 - 10*2 - 4(20)}{3} = 4\ > 25 \ldots ok$$

- **Design for positive moment, $Mu = 92.3\ KN.m$**

  $Assume\ bar\ diameter\ \phi 20$

  $d\ = 540\ mm$

  $R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{92.3\times10^6}{0.9\times500\times540^2}0.703\ Mpa.$

  $\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.703}{420}}\right) = 0.001704$

  $As\ =\ \rho.b.d\ = 0.001704\times500\times540\ = 460\ mm^2$

  $Check\ for\ As,min..$

  $As,min\ =\ \frac{1.4}{420}300\times540 = 540\ mm^2\ ..\boldsymbol{Control}.$

  $As,required\ = 460\ mm^2 <\ As,min$

  $take\ As =\ As,min = 540\ mm^2$

Use* $4\phi14$ *,* $Bottom, As, provided\ = 615.8mm^2$ $As, required = 540\ mm^2$. *Ok

***Use* $4\phi14$ *,* $Bottom.(as\ minimum\ As) for\ Positive\ Moment(\ Mu = 70.1KN.m, Mu = 32\ KN.m, for\ span\ 2\ \&\ 3\ )$**

Check for strain

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{540\times420}{0.85\times500\times24} = 22.24mm$ $\quad c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{22.24}{0.85} = 26.16mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{540-30.44}{30.44}\right) = 0.059 > 0.005\ \ ok$$

$Check\ for\ spacing$:

$$s = \frac{300 - 40*2 - 10*2 - 4(14)}{3} = 48\ > 25 \ldots ok$$

- **Design for negative moment, $Mu = -204.4\ KN.m$**

  $Assume\ bar\ diameter\ \phi 20$

  $d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 540\ mm$

  $R_n = \frac{M_u}{\emptyset b_w d^2} = \frac{204.4 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 540^2} = 2.6\ Mpa.$

  $\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.6}{420}}\right) = 0.00665$

- $As = \rho.b.d = 0.0049 \times 300 \times 540 = 1076.54\ mm^2$

  $Check\ for\ As, min..$

  $As, min = \frac{1.4}{420} 300 \times 540 = 540\ mm^2\ ..\mathbf{Control}.$

  $As, required = 1076.54\ mm^2 > As, min = 540\ mm^2$

$\mathbf{Use\ 4\phi 20\ , Top\ , As, provided = 1256.6 mm^2\ As, required = 1076.54 mm^2.\ Ok}$

Check for strain

a $= \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1256.6 \times 420}{0.85 \times 300 \times 24} = 86.24\ mm$ c$= \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{86.24}{0.85} = 101.5\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{540 - 86.24}{86.24}\right) = 0.0158 > 0.005\ \ ok$

$Check\ for\ spacing$:

$s = \frac{500 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4(20)}{3} = 106.7 > 25\ ...ok$

- **Design for maximum negative moment, $Mu = -94.4\ KN.m$**

  Assume bar diameter $\phi 25$

  $d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 600 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 540\ mm$

  $R_n = \frac{M_u}{\emptyset b_w d^2} = \frac{94.4 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 540^2} = 1.2\ Mpa.$

  $\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.2}{420}}\right) = 0.00295$

  $As = \rho.b.d = 0.00295 \times 300 \times 540 = 477.9\ mm^2$

  $Check\ for\ As, min..$

  $As, min = \frac{1.4}{420} 300 \times 540 = 540\ mm^2\ ..\mathbf{Control}.$

  $As, required = 477.34 mm^2 < As, min = 540 mm^2$

  $take\ As = As, min = 537.5 mm^2$

$\mathbf{Use\ 4\phi 20\ , Top, As, provided = 1256.64 mm^2}.$

Check for strain

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1256.64\times420}{0.85\times300\times24} = 86.24\ mm \qquad c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{86.24}{0.85} = 101.46mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{540-101.46}{101.46}\right) = 0.013 > 0.005\ \ ok$$

Check for spacing:

$$s = \frac{500 - 40*2 - 10*2 - 4(20)}{3} = 106.7 > 25 \ldots ok$$

4.8.3 Design Beam(B7B)for Shear .

$Vu\ max\ = 255.6\ KN$

$$Vc\ = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{6}\sqrt{24}\ \times 300\times540\times10^{-3} = 132.27\ KN$$

$$ø\ Vc\ = 0.75\times132.27\ = 99.2\ KN.$$

$$0.5\ ø\ Vc\ = 0.5\times99.2 = 49.6KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24}\times300\times537.5\times10^{-3} = 49.6KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3}\times300\times540\times10^{-3} = 54\ - \boldsymbol{control}$$

$$ø\left(Vc + V_{s,min}\right) = 139.71KN$$

$$Vs' = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{3}\sqrt{24}\ \times300\times540\times10^{-3} = 264.544KN$$

$$ø\left(Vc + V_{s,min}\right) < Vu \le (Vc + Vs') - \textbf{case 4}\ stirrups\ are\ required$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{540}{2} = 270\ mm\ - \boldsymbol{control}$$

$$V_s = \frac{Vu}{ø} - V_C = 208.58$$

$$Use\ stirrups\ U-shape\ (2\ leg\ stirrups\ )ϕ10\ Av\ =\ 2\times\ 78.54\ = 157.1mm^2.$$

$$\frac{A_V}{Sreq} = \frac{157.1}{270} = 0.58\ mm\ \ \frac{A_V}{Sprov} = \frac{157.1}{250} = 0.628\ mm$$

Use stirrups U − shape* (2 *leg stirrups*)ϕ10 @250*mm

4. 9 Design of Short Column(C9)

4.9.1 Design of longitudinal Reinforcement

P_u = 5700 KN

$$P_n = \frac{p_u}{0.65} = \frac{5700}{0.65} = 8769.23kN.$$

Assume $\rho_g = 0.02$

$$P_{n(max)} = 0.8 \times Ag \{0.85\, fc' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$8769.23 = 0.8 \times Ag \{0.85 \times 24 + 0.02(420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$Ag = \mathbf{3860.8\ cm^2}$$

Select 60*65 cm …… with Ag = 3900 cm² > Agreq = 3860.8 cm²

4.9.2 Check Slenderness Effect :

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \text{ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

K = 1 , Lu = 3 m

r = 0.3h = 0.3 x 0.6 = 0.18

$$\frac{M1}{M2} = 1.0$$

$$\frac{1x3}{0.18} \le 34 - 12x1 \le 40 \ldots\ldots\ldots\ldots ACI - (10.12.2)$$

$$16.67 \le 22 \le 40$$

$\therefore$ ***Short Column***

∴ **Slenderness effect must not be considered**

$$P_{n(max)} = 0.8 \times Ag\{0.85\, fc' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$8769*1000 = 0.8 \times 3900*1000\{0.85 \times 24 + \rho_g (420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$\rho_g = 0.0193$$

$$As = 0.0193*600*650$$

$$As = 7527 mm^2$$

- $\rho_{min} = 0.01,\ 0.01 < \rho_g = 0.0193 < 0.08 - Ok$

Use $24\Phi 20$, *with* $As = 7539.8\, mm^2 > As_{req} = 7527\ mm^2$

4.9.3 Design of the Tie Reinforcement

Use ties $\Phi 10$ *with spacing of ties shall not exceed the smallest of*

$$16 \times d_b = 16 \times 20 = 32\, cm$$
$$48 \times d_s = 48 \times 10 = 48\, cm$$
$$least.\dim. = 60\, cm$$

Use ties $\Phi 10@25\ cm$

Clear spacing between bars : $\frac{600 - 7(20) - 40(2) - 10(2)}{6} = 60mm$

4.9.4 Short column detail

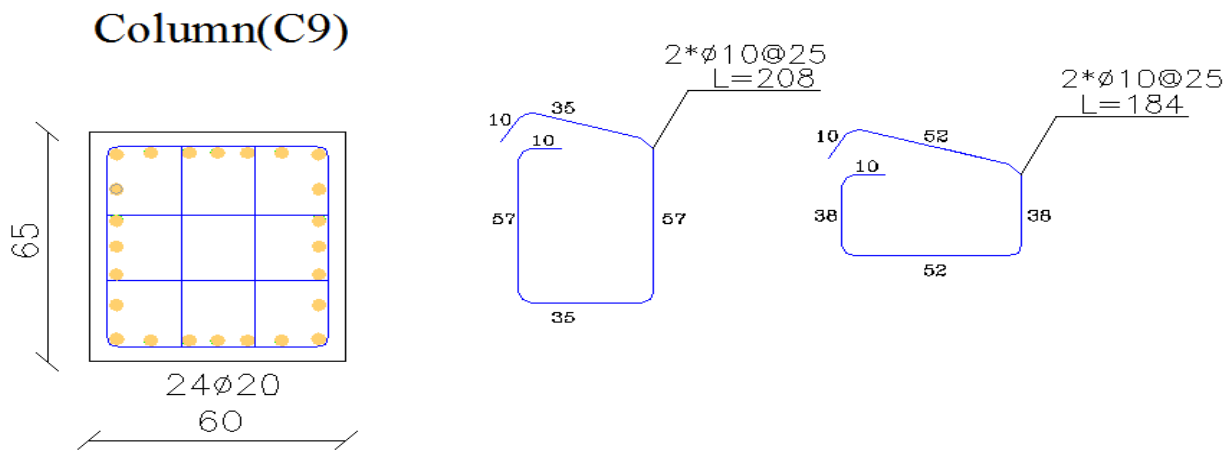


Figure (4.9) : short column detail

4.10 Design of Long Column (C3)

4.10.1 Design of Longitudinal Reinforcement

$Pu = 2900\ KN$

$Pn = 2900/(0.65) = 4461.54\ KN$

Assume $\rho g = 0.02$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + \rho g(fy - 0.85 fc')\}$$
$$4461.54 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$$
$$Ag = 1964.3 cm^2$$

$Select\ 60 * 35\ cm, \quad with\ Ag = 2100\ cm^2 > Ag\ req = 1964.3 cm^2$

4.10.2 Check Slenderness Effect

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = 0.3 h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

Lu = 3.32 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.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI - (10.12.2)$$
$$\frac{1 * 3}{0.3 * 0.35} = 28.57 > 22$$
$$\therefore long\ Coloumn$$

In 0.35 direction , long column

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

$$\frac{1*3}{0.3*0.6} = 16.67 < 22$$

$$\therefore Short\ Coloumn$$

In 0.6 direction , short column

- ✓ ***Slenderness is consider***

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad .....[ACI\,318-2002\ (Eq.\,10-15)]$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23025.2.Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1227)}{2900} = 0.508 < 1$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.35^3}{12} = 0.002144m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.2*10^6*2.144}{1+0.508} = 13094.44KN.m^2$$

Euler buckling load, P_c

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-2002(Eq.\,10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*13094.44}{(1.0*3)^2} = 14345.1KN.$$

The moment magnifier factor δ_{ns}

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad .....ACI\,318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad .....According\ to\ ACI\,318-2002(10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad .....ACI\,318-2002(Eq.\,10-12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(2900/0.75*14345)} = 1.37 > 1$$

$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 350 = 25.5mm = 0.0255m$

$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0255 * 1.37 = 0.035$

$\frac{e}{h} = \frac{0.0350}{0.3} = 0.116$

γ :*is the ratio of the distance between the centers of the outside layers of bars to the overall depth of the column , Assume* Φ25

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{350 - 2*40 - 2*10 - 25}{350} = 0.643$$

From Interaction Diagram

$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2900}{0.35 * 0.6} * 0.145 = 2.Ksi$

$\rho_g = 0.0179 > \rho_{\min} = 0.01$

$As = \rho * Ag = 0.0179 * 600 * 35 = 3759\ mm^2$

12Φ20 , with As = 3770 mm^2 > As_{req} = 3759mm^2

- **Check for spacing between the bar**

$$S = \frac{600 - 2*40 - 2*10 - 2*20 - 5*20}{4} = 90mm$$

$S = 90\ mm > 40\ mm$

$> 1.5db = 30\ mm$ OK

4.10.3 Design of the Tie Reinforcement

Use ties Φ10 *with spacing of ties shall not exceed the smallest of*:

$16 \times d_b (Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 20 = 32cm.$

$48 \times d_t (tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Least.\dim = 35cm$

$\therefore$ *Use* $2 * \phi 10 @ 25cm$

4.10.4 Long column detail

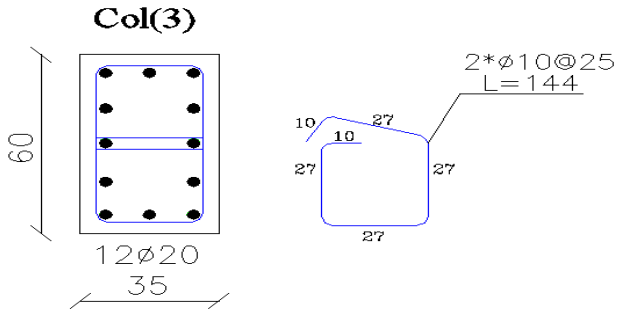


fig4.10 long column detail

4.11 Design of Isolated Footing (F3)

4.11.1 Determination of Loads

$Total\ factored\ load\ =\ 2900\ KN.$

$Total\ service\ \ load\ =\ 2200\ KN.$

$Column\ Dimensions\ =\ 35*60\ cm.$

$Soil\ density\ =\ 18\ Kg/cm3.$

$Allowable\ soil\ Pressure\ =\ 400\ KN/m2.$

$Assume\ footing\ to\ be\ about\ (65\ cm)\ thick.$

$Footing\ weight\ =\ 25\times0.65\ =16.25\ KN/m2.$

$Soil\ weight\ above\ the\ footing\ =\ 0.6\times18\ =10.8\ KN/m2.$

$live\ load\ =5\ KN/m2$

$qallow.net\ =400\ -5-16.25\ -10.8=368\ KN/m2$

4.11.2 Determination of Footing Area :

$$A=\frac{p_n}{q_{a,net}}=\frac{2200}{368}=6\ m^2$$

$\boldsymbol{Try\ Dimensions\ (2.5*2.5)\ With\ Area\ =\ 6.25\ m2} > Areq = \boldsymbol{6\ m2}$

$$\boldsymbol{determinate\ qu\ =\frac{2900}{6.25}\ =\ 464\ KN/m2}$$

4.11.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

$Assume\ h\ =\ 65\ cm\ ,\qquad d\ =\ 650-75-20\ =\ 555\ mm$

- **Check for one way shear strength**

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

$$V_u = 464 * 2.5(\frac{2.5}{2} - \frac{0.35}{2} - 0.555)$$

$$= 603.2\ KN$$

$$øVc = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'} b_w d, \quad ø = 0.75$$

$$\boldsymbol{øVc = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 2500 * 555 * 10^{-3} = 850KN}$$

$$\boldsymbol{øVc = 850 > Vu = 603.2 \ldots OK, Its\ Safe}$$

- **Check for two way shear strength (Punching Shear)**

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:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{35} = 1.71$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(0.6 + 0.555) + 2(0.35 + 0.555) = 4.12m$$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.71}\right) * \sqrt{24} * 4120 * 0.555 = 3386.42KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.555}{4.12} + 2\right) * \sqrt{24} * 4120 * 0.555 = 5172.87KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4120 * 0.555 = 2800.5KN$$

$\phi.V_C = 2800.5KN$ .... *Control*

$Vu = 464*\{(2.5*2.5)-(0.6+0.555)*(0.35+0.555)\} = 2415kN$

$\phi.Vc = 2800KN > Vu = 2415KN$..... *satisfied*

4.11.4 Design of Bending Moment

- **Design for flexure in Long Direction**

$Mu = 464*2.5*1.075^2/2 = 670.3kN.m$

Mu = 670.3 KN.m

$use\ \phi 20$

$d = 650-75-10 = 565\,mm$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{670.3/0.9\times10^6}{2500\times565^2} = 0.933Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.933}{420}}) = 0.002274$$

$As,req = 0.002274\times2500\times565 = 3212mm^2/m$

$As,min = \rho\times b\times h$

$As,min = 0.0018\times2500\times650 = 2925mm^2/m$

$As_{min} = 2925mm^2/m < As_{req} = 3212mm^2/m$

***Use* 16 ϕ16 *with* $As = 3217\ mm^2 > As\ req = 3212\ mm^2$**

- ***Check for spacing***

$$s = \frac{2500-75*2-16*16}{15} = 139.6\ mm$$

Step(s) is smallest of :

1. $3h = 3*650\ 1950\ mm$
2. $450\ mm$ – *control*

$S = 139.6 < Smax = 450\ mm$ – ***OK***

- ***Check for strain***

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{3217\times420}{0.85\times2500\times24} = 26.5\ mm \qquad c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.5}{0.85} = 31.17mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{565-33.12}{33.12}\right) = 0.0482 > 0.005\ \ ok$$

- **Design for flexure in Short Direction**

$Mu = 464*2.5*0.95^2/2 = 523.45kN.m$

Mu = 523.45 KN.m

$use\ \phi 20$

$d = 650-75-16-10 = 549\ mm$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{523.45/0.9\times10^6}{2500\times549^2} = 0.772Mpa$$

$m = 20.6$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1-\sqrt{1-\frac{2*20.63*0.772}{420}}) = 0.00188$$

$$As_{req} = 0.00188\times2500\times549 = 2576.27mm^2/m$$

$As,min = 0.0018\times2500\times650 = 2925mm^2/m$

$As,req = 2576.27 < As,min = 2925mm^2/m$

Take $As = As,\min = 2925\ mm^2/m$

Use 15 ϕ16 with As = 3016 mm² > As req = 2925 mm²

- ***Check for spacing***

$$s = \frac{2500-75*2-15*16}{14} = 150.7\ mm$$

$Step(s)\ is\ smallest\ of$:

3. $3h = 3*650\ 1950\ mm$
4. $450\ mm-control$

$S = 150.7 < Smax = 450\ mm$ – ***OK***

- ***Check for strain***

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{3016\times420}{0.85\times2500\times24} = 24.84\ mm \qquad c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.84}{0.85} = 29.22\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{549-29.22}{29.22}\right) = 0.053 > 0.005\ \ ok$$

4.11.5 Development Length of main Reinforcement

$$Ld\ ,req = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}1.4 = 28.8cm\ .$$

$$Ld, req = 0.044\times fy\times db = 0.044\times420\times1.6 = 29.57cm$$

$$Ld\ , req = 29.57cm \rightarrow control$$

$$Ld, (\ available) = (650-75-2*16) = 543\ mm.$$

$$\boldsymbol{Ld, (\ available) = 54.3\ cm. > Ld\ , req = 29.57cm}$$

Using hook

$$\boldsymbol{= 16\ mm, D = 6db}$$

$$\boldsymbol{a = 12db + 0.5(D) + db, a: (\ required\ length\ of\ hook\ )}$$

$$a = 12*16 + 3*16 + 16 = 16(16) = 25.6\ cm$$

$$\boldsymbol{Use\ Hook\ .= 28\ cm > Hook\ req = 25.6\ cm}$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10}*\frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}}*\frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}}*db\ ,\ \text{take}\ \frac{ktr+cb}{db} = 2.5$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10}*\frac{420}{1*\sqrt{24}}*\frac{1*1*0.8}{2.5}*16 = 395\ mm$$

Ld $_{available}$ = 650-75= 575mm

Ld $_{available}$= 575 mm > $ld_{req} = 395mm$

Use the column bars as a dowels

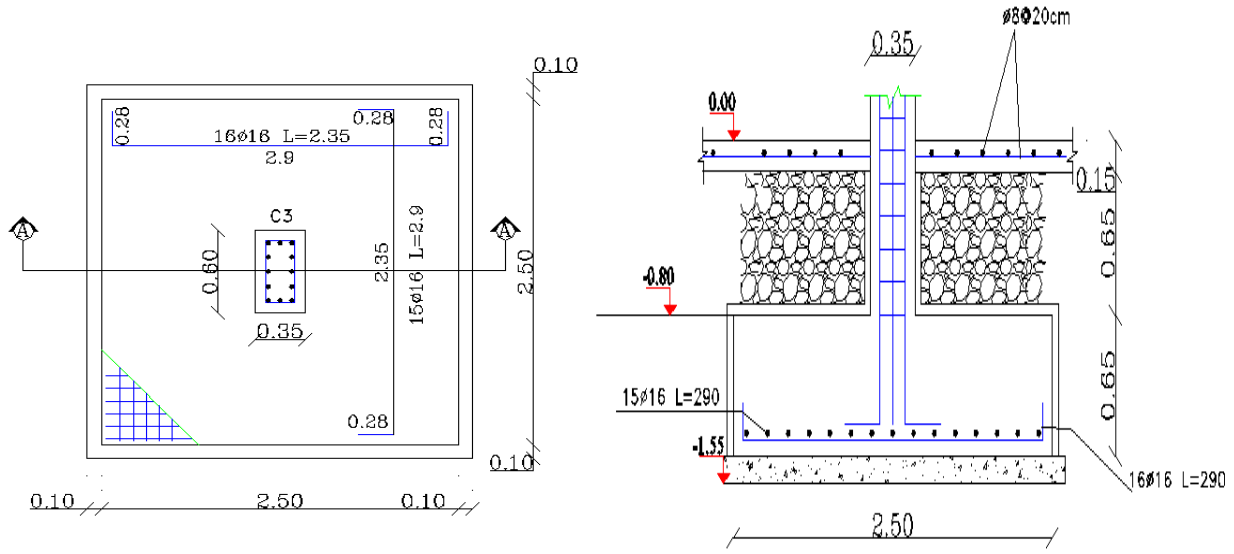


Figure (4-11)Isolated Footing's Detail

4.12 Design of combined footing

Footing for the column C6G & C6G

C6G : 55*50

D.L = 1530 KN.

L.L = 1110 KN .

C6G : 55*50

D.L = 1530 KN.

L.L = 1110 KN .

P =1530 +1110 +1530+1110 = 5280 KN .

4.12.1 Determination of footing Dimension:

Net allowable soil pressure = 400 KN/m2

$$A = \frac{P}{q_{all}}$$

$$Ag = 5280/400 = 13.2\, m^2 .$$

Assume B = 3.3m. ……. L = 13.2/3.3 = 4 m.

Distance between the two columns is 2.62 m center to center

Take L= 6 m instead of 4 m because L=4m had not achievevd

Two way shear requirements.

4.12.2 Determination of footing depth:

$Select\ h\ =\ 70\ cm\ \ldots.davg\ =\ 700 - 75 - 20\ =\ 60.5\ cm$.

$Factored\ load$

$Pu\ 6G\ =\ 1.2\ D.L\ +\ 1.6\ L.L\ =\ 3612\ KN$.

$$q_u = \frac{P_{u6G}+P_{u6G}}{A_g}$$

$$q_u = \frac{3612+3612}{3.3*6} = 364.85 KN/m^2$$

- **Check for one way shear strength for C 6G :**

$$Vu = 3612 - 364.85(1.415+0.55+0.605)3.3 = 517.71 KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 3.3 * 0.705 = 1222.6 Kn$$

$$\phi.Vc = 1222.6 Kn > Vu = 517.71 Kn$$

$\therefore$ *Safe*

- **Check for two way shear action (punching shear)**

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:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}$$

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

$\alpha_s = 30$ …… for exterior column

$\alpha_s = 40$ ……. for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{(55/50)}\right)*\sqrt{24}*4.52*0.605*1000 = 4719.31Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40}{4.52/0.605}+2\right)*\sqrt{24}*4.52*0.605*1000 = 6157.47Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*0.605*4.52*1000 = 3349.19Kn$$

$\phi.V_C = 3349.19Kn$ ..... *Control*

$Vu_{C92} = Pu - FR_b$

$FR_b = \sigma_{bu} * area\ of\ critical$ section

$Vu_C = 3612 - [364.85*(0.55+0.605)*(0.50+0.605)] = 3146.35$

$\phi.Vc = 3349.19Kn > Vu_C = 3146.35Kn$..... *satisfied*

4.12.3 Design for Bending Moment:

$Mu@column.face = 364.85*((1.415)^2/2)*3.3 = 1205.34Kn.m$

$Mu@zeroshear$: –

3612-(364.85*3.3*x) = 0.0

X = 3.0 m.

$$Mu@_{x=3.0} = 364.85*((3.0)^2/2)*3.3 - 3515.3*1.425 = -605 KN.m$$

For negative moment at zero shear $Mu = -605\ kn.m$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{605/0.9}{3.3\times(0.605)^2} * 10^{-3} = 0.5565 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 0.5565}{420}}\right) = 0.001344$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.001344*3300*605 = 2683.30 mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018*3300*700 = 4158 mm^2$$

$$\therefore As = 4158 mm^2$$

Use 21Ø 16 or Ø16 @ 15 cm , with Aprovided = 4223.12 mm^2

Check for Strain:

$$As * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$4158*420 = 0.85*24*3300*a$$

$$a = 25.94 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.94}{0.85} = 30.52 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{605 - 30.52}{30.52} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0565 > 0.005 \quad .....OK$$

For positive moment at face , Mu = 1205.34 Kn.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1205.34/0.9}{3.3\times(0.605)^2} * 10^{-3} = 1.109 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.588\times 1.109}{420}}\right) = 0.002716$$

$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.002716 * 3300 * 605 = 5422.49 mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3300 * 700 = 4158 mm^2$

$\therefore As = 5422.49 mm^2$

Use 18Ø20 or Ø20 @ 17 cm , with Aprovided = 5655.6 mm^2

Check for Strain:

$As * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$5655.6 * 420 = 0.85 * 24 * 3300 * a$

$a = 41.11 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.11}{0.85} = 48.36 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{605 - 48.36}{48.36} * 0.003$$

$\varepsilon_s = 0.034 > 0.005$ .....OK

4.12.4 Combined Footing Details:

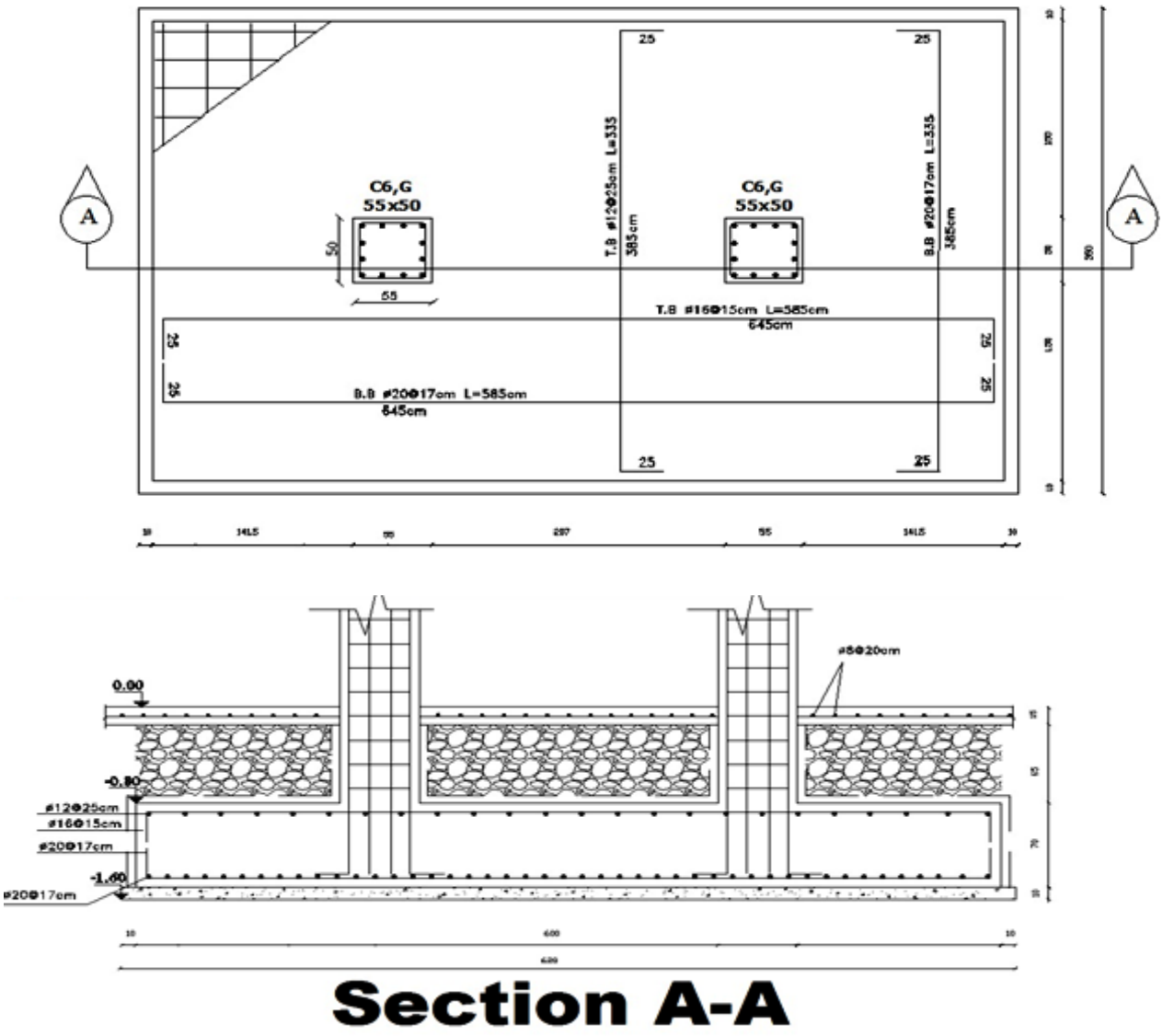


Figure (4-12) : Combined Footing Details

4.13 Design of Basement Wall

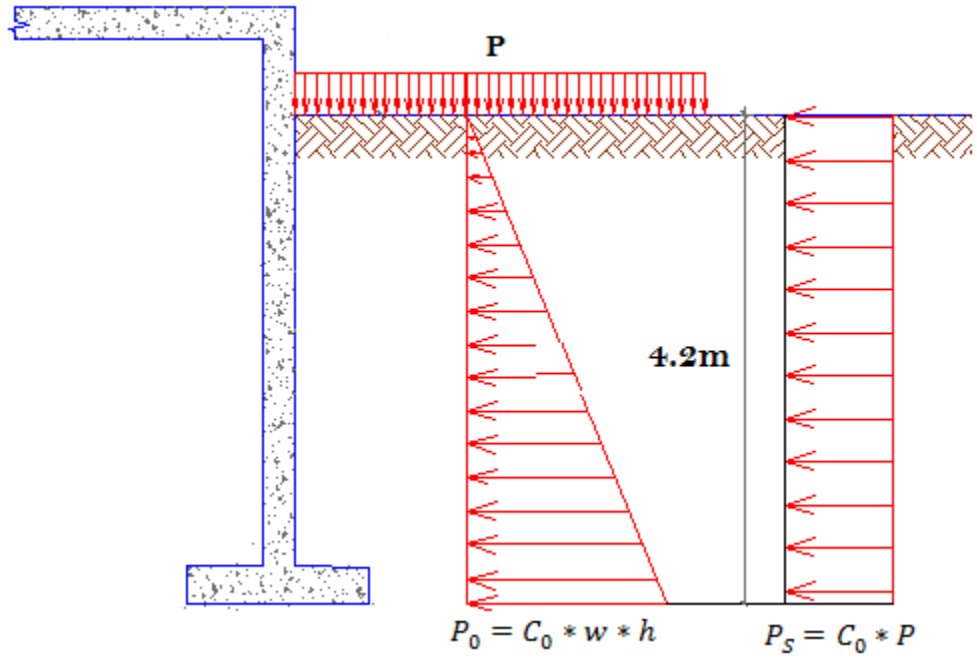


Figure (4-13) : Basement wall-Diagram

- ***4.13.1 Loading Calculations***

$\gamma_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$\theta = 30^o$

$P = 5KN/m^2$

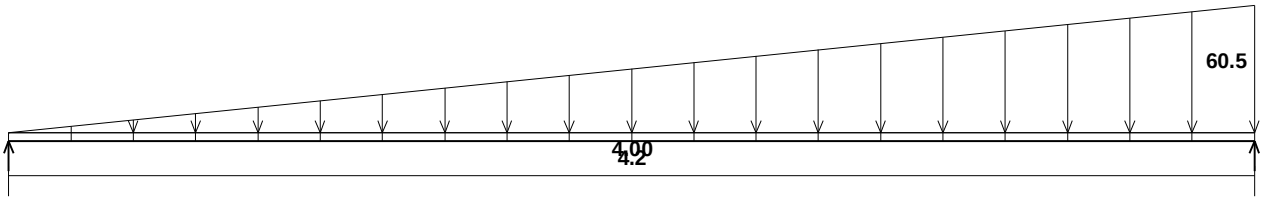
$C_0 = 1 - \sin\phi = \mathbf{0.5}$

Due to soil pressure , $\boldsymbol{P_0} = C_0 * w * h = 0.5 * 18 * 4.2 = 37.8KN/m^2$

$Wu = 1.6 * 37.8 = 60.48\ KN/m$

Due to Surcharge $\boldsymbol{P_S} = C_0 * P = 2.5KN/m^2$

$Wu = 1.6 * 2.5 = 4\ KN/m$



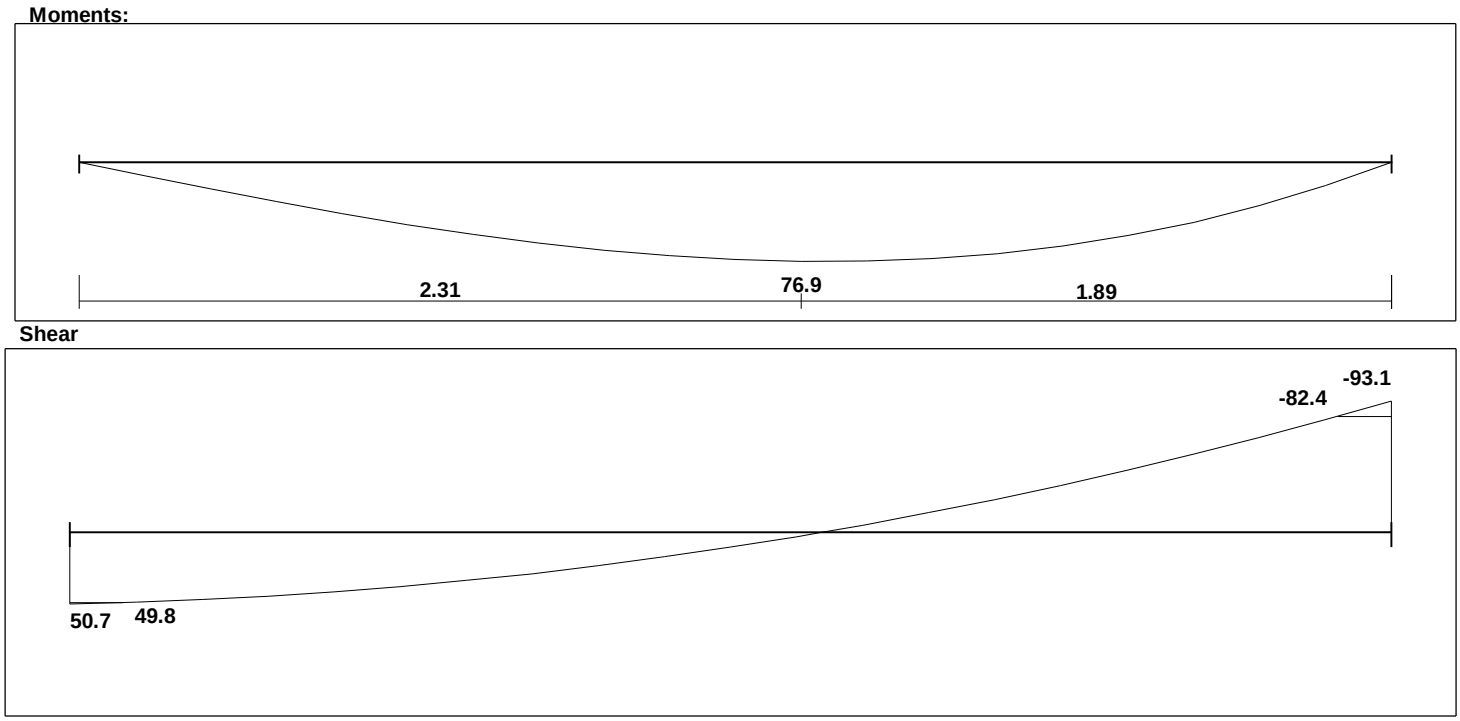


Figure (4-14) : moment & shear envelop for basement wall

4.13.2 Design of Basement Wall

$$Assume\ wall\ thickness\ , h\ = 250\ mm$$

Design of the Vertical reinforcement:

$$Assume\ bar\ diameter\ \phi 20$$

$$d\ = 250 - 75 - \frac{20}{2} = 165\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{76.9 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 165^2} = 3.14\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.14}{420}}\right) = 0.0081$$

$$As\ =\ \rho.b.d\ = 0.00816 \times 1000 \times 165\ = 1336.5\ mm^2$$

$$Vertical\ As, min = \ 0.0015 * 1000 * 250 = 375 mm^2/m$$

$$As, min(for\ flexure\ )$$

$$As,min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w.d$$

$$As,min = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\,1000 \times 165 = 481.15\ mm^2/m$$

$$= \frac{1.4}{420} * 1000 * 165 = 550mm^2/m \ \ldots control$$

Use ϕ16 @150 mm , main vertical reinforcement , with As = 1340mm^2 > As,req

Use ϕ10 @150 mm , vertical reinforcement on other side of wall.

Design of the Horizontal reinforcement:

$$As_{horezantal} = 0.002*1000*250 = 500mm^2/m$$

Use ϕ10 @250 mm on each side of the wall

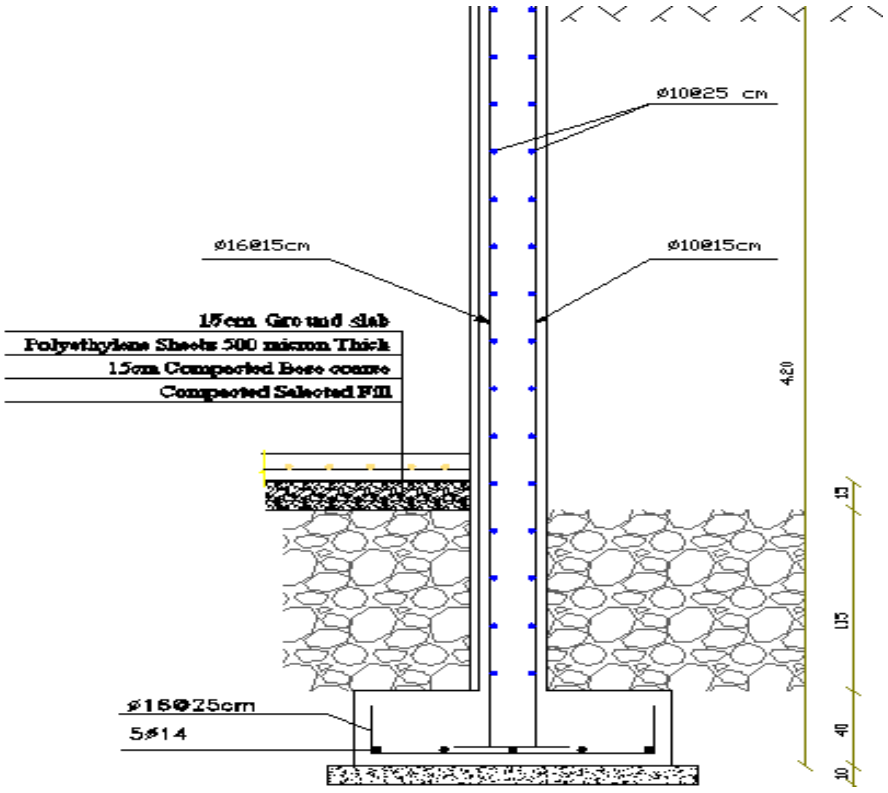


Fig (4-15) Basement wall detail

4.14 Design of Shear Wall

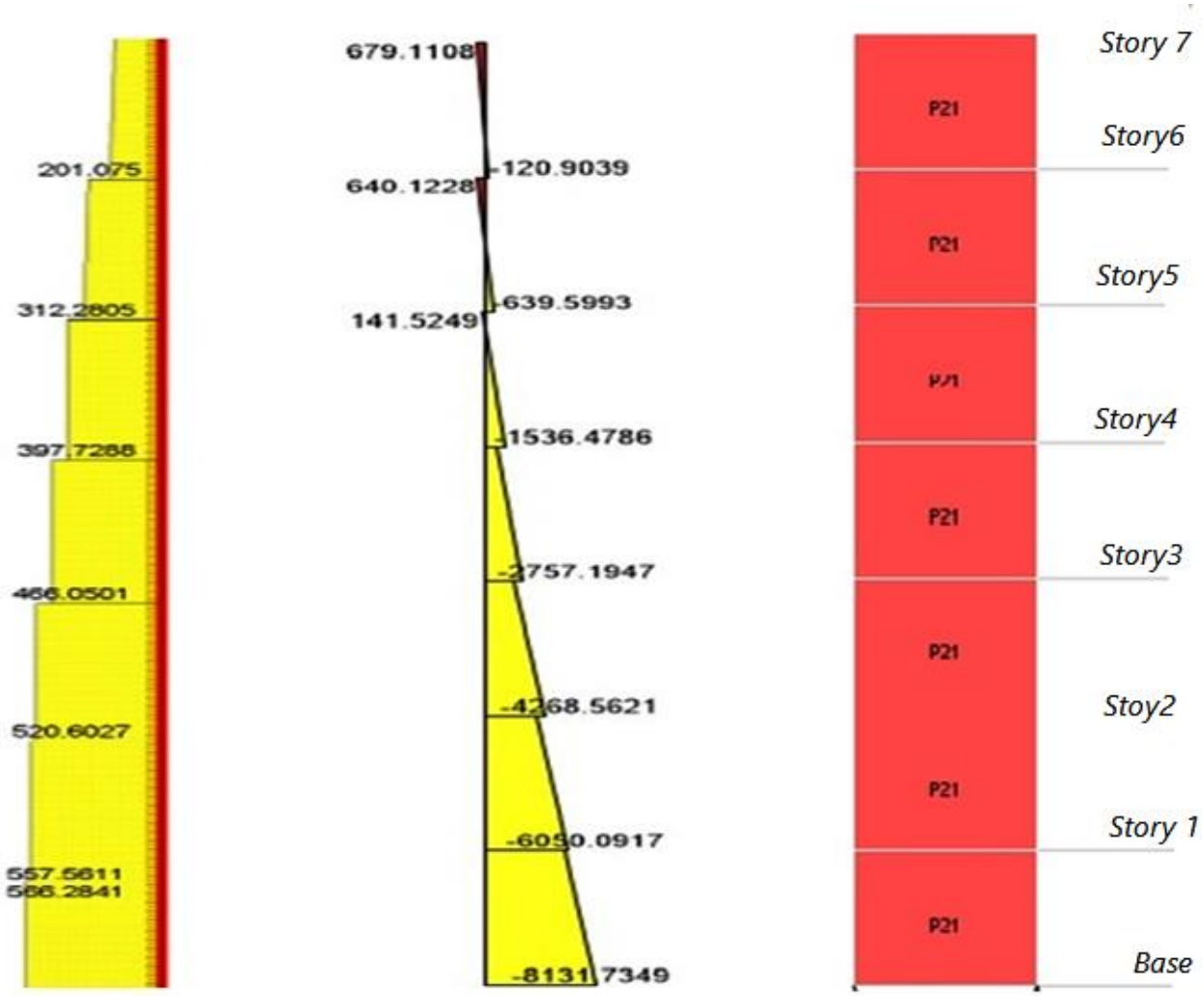


Fig. (4-16) Moment and shear diagram for shear wall

$Fc = 24MPa$

$Fy = 420\ MPa$

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 5.19 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.32 m story heigh

4.14.1 Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 566.284KN$$

4.14.1.1: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2}=\frac{5.19}{2}=2.595m\ldots\ldots\quad control$$
$$\frac{hw}{2}=\frac{23.24}{2}=11.62m$$
$$storyheight=3.32m$$
$$d=0.8\times lw=0.8\times 5.19=4.152m$$

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

$$=0.75*0.83*\sqrt{24}*250*4152=3165.5KN>V_{u,max}=566.284\ KN$$

$$V_{c1}=\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd=\frac{1}{6}\sqrt{24}*250*4152*10^{-3}=847.52\ KN$$

$$V_{c2}=0.27\sqrt{f_c'}hd+\frac{N_u d}{4l_w}=0.27\sqrt{24}*250*4152+0=1373\ KN$$

$$\frac{8131.735-6050.092}{3.32}=\frac{M_u-6050.092}{3.32-2.595}\Longrightarrow M_u=6504.67\ KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}=\frac{6504.67}{566.284}-\frac{5.19}{2}=8.89\ >0\ (+ve\ value)$$

$$V_{c3}=\left[0.05\sqrt{f_c}+\frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'}+0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}}\right]hd\quad=\left[0.05\sqrt{24}+\frac{5.19\left(0.1\sqrt{24}+0\right)}{8.89}\right]250*4152*10^{-3}$$
$$=551.13\ KN\ldots\ldots control$$

$$Vs=Vn-Vc$$
$$=(566.284/0.75)-551.13=203.92KN$$

$$\frac{A_s}{S}=\frac{V_s}{f_y d}=\frac{203.92}{420*4152}=0.11694\ mm^2/mm$$

$$\rho=\frac{A_s}{s*h}=\frac{0.11694}{250}=0.000468<0.0025$$

Use ϕ12 As=113.1 mm^2

$$\rho=\frac{2*113.1}{S*250}=0.0025\Longrightarrow S=361\ mm$$

Max. Spacing

$\frac{l_w}{5} = \frac{5.19}{5} = 1038\ mm$

$3h = 3 * 250 = 750mm$

450 mm……control

Use ϕ12@300mm in two layer

$\rho t = \frac{A_{vh}}{s_2 * h} = \frac{2 * 113.1}{300 * 250} = 0.003016$

4 .14.1.2 Design for Vertical reinforcement

$\frac{h_w}{L_w} = \frac{23.24}{5.19} = 4.478$

$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{l}\right)(\rho_t - 0.0025) > 0.0025$

$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5(2.5 - 4.478)(0.003016 - 0.0025) > 0.0025$

For this wall with: $\frac{h_w}{L_w} = \frac{23.24}{5.19} = 4.478 > 2.5$

$\rho l = 0.0025$ So ,

Use Φ 12 @300mm. In two layer

4.14.2 Design of bending moment:

$A_{st} = \left(\frac{5190}{300}\right) * 2 * 113.1 = 3913.26\ mm^2$

$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{3913.26}{5190 * 250}\right)\frac{420}{24} = 0.05278$

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

$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.05278 + 0}{2 * 0.05278 + 0.85 * 0.85} = 0.02923$

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

$= 0.9[0.5 * 3913.26 * 420 * 5190(1 + 0)(1 - 0.05278)]10^{-6} = 4040\ KN.m < Mu = 6504.67$

Try ϕ14@ 150 mm

$$A_{st} = \left(\frac{5190}{150}\right) * 2 * 153.934 = 10652.23mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{10652.23}{5190 * 150}\right)\frac{420}{24} = 0.2395$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.2395 + 0}{2 * 0.2395 + 0.85 * 0.85} = 0.1099$$

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

$$= 0.9[0.5 * 10652.23 * 420 * 5190(1 + 0)(1 - 0.1099)]10^{-6} = 9300.35\ KN.m > Mu$$
$$= 8131.735\ KN.m$$

Use ϕ14 @ 150 mm for vertical reinforcement

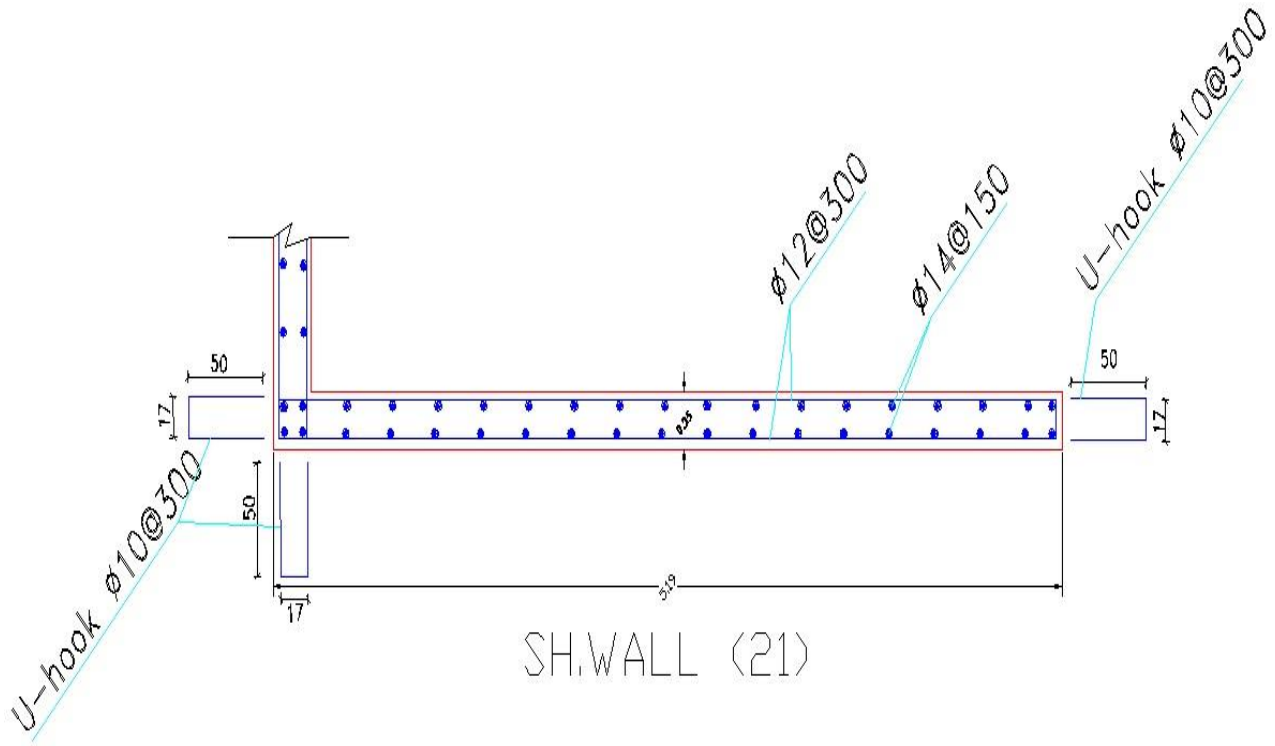


Fig (4.17) Shear Wall (21) Detail

4-15 Design of Stairs

4.15.1 Thickness Calculation

Minimum slab thickness for deflection is (for a simply supported one way solid slab).

$$Min\ h\ = (L/20)\ = (0.4 + 2.7 + 1.5 + 0.125)/20 = 0.236m = 23.6\ cm$$

$$Take\ min\ h\ = 25\ cm.$$

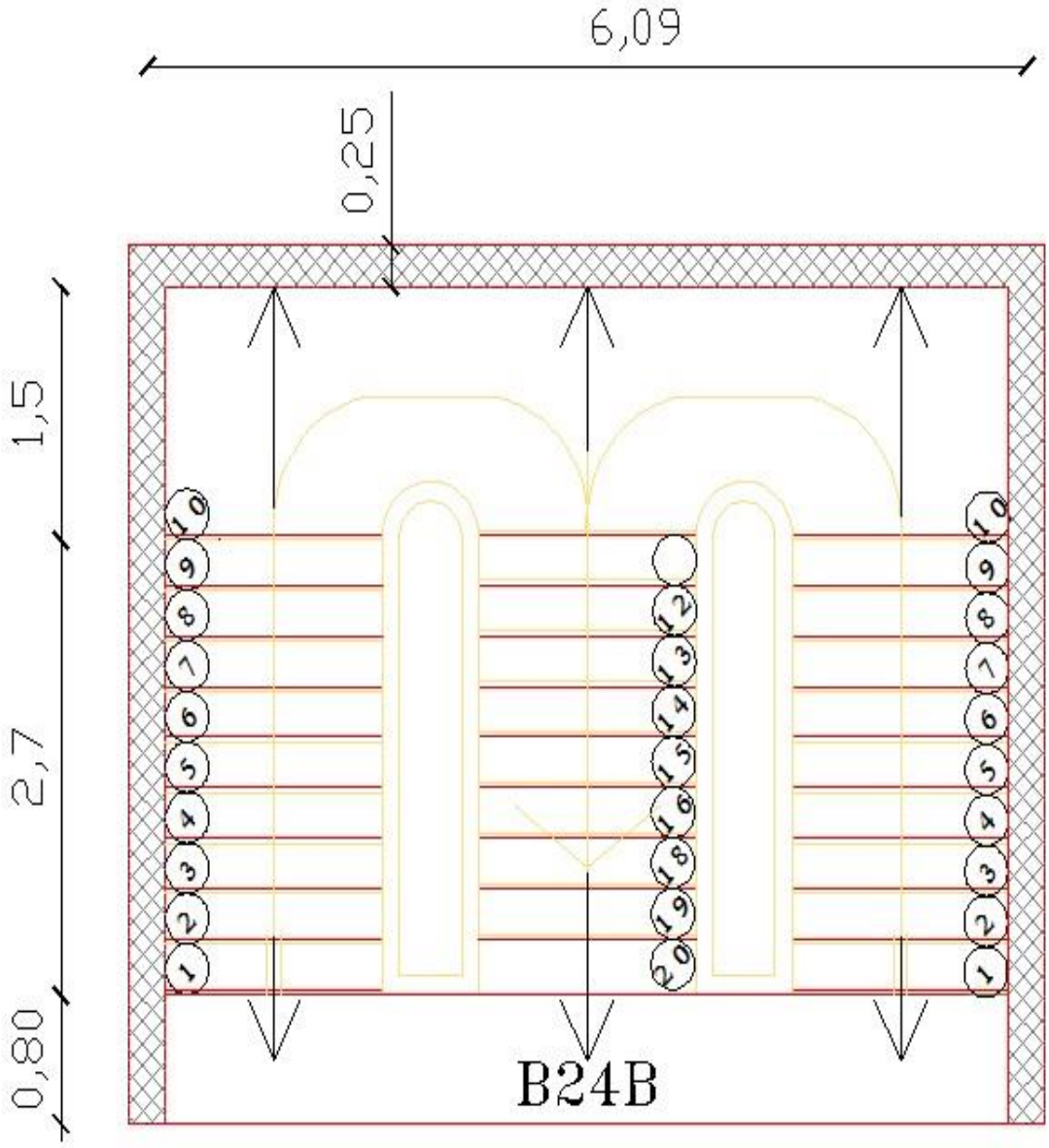


Figure (4-18) : Stair

4.15.2 Load Determination

Flight dead load calculation:

α= tan^{-1}(rise/run) = tan^{-1}(150/300) =26.56

*Concrete= (25*0.25*1.5)/cos26.56 = 10.48 KN/m*

*Plastering = (22*0.03*1.5)/cos26.56 = 1.1 KN/m*

Stair steps = (25/0.3)((0.15*0.3)/2)*1.5 =2.81 KN/m*

Mortar = 22*((0.15+0.3)/0.3)*0.02*1.5= 0.99 KN/m

Tiles = 27((0.15+0.35)/0.3)*0.03*1.5 = 2.025 KN/m*

Total Dead Load = 17.405 KN/m

Landing Dead load calculation

*Concrete = (25*0.25*1.5) = 9.375 KN/m*

*Plastering = (0.03*22*1.5) =0.99 KN/m^2*

*Mortar = 0.02*22*1.5 = 0.66 KN/m*

*Tiles = 0.03*22*1.5 = 0.99KN/m^2*

Total Dead Load =12.015 KN/m

Factored Total Dead Load = 1.2*D+1.6L

Live load = 5 KN/m.

*For flight: w= 1.2*17.405+ 1.6 *5*1.5 =32.886 kn/m*

*For landing : w= 1.2*12.015 + 1.6 *5*1.5 =26.418kn/m*

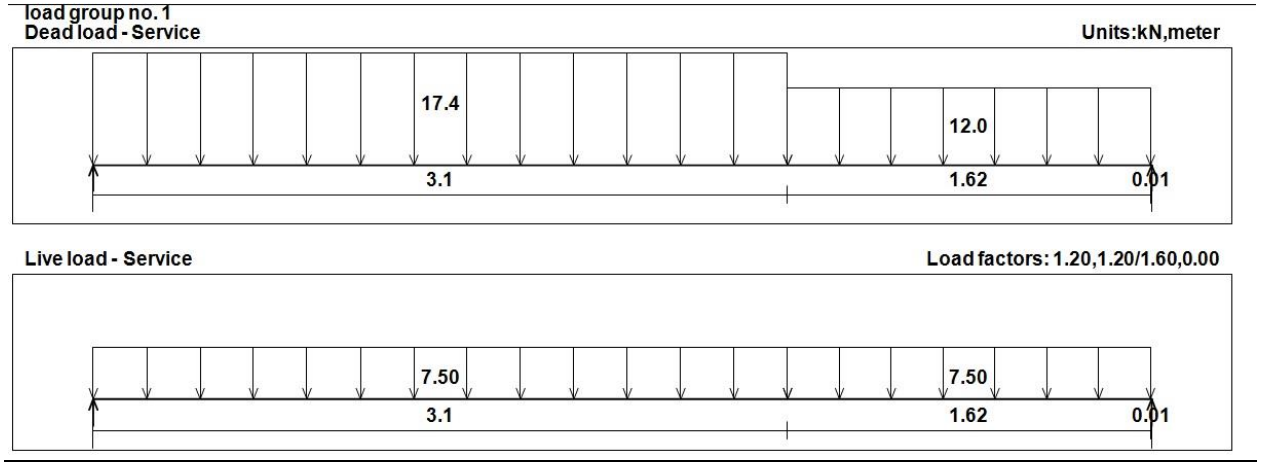


Figure (4-19):Stairs Loading

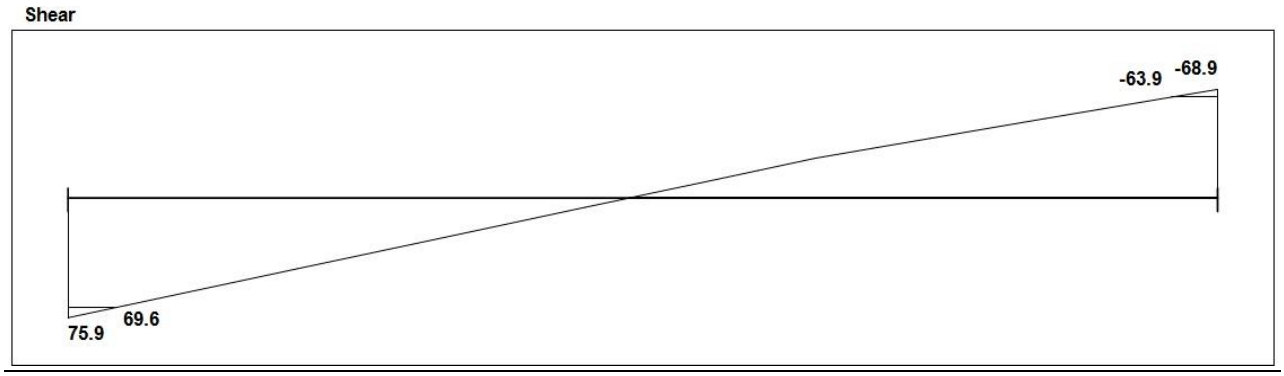


Figure (4-20): Shear Diagram for stair

4.15.3 Check for shear strength:

Assume bar diameter Φ16 for main reinforcement

$d = h - 20 - (db/2) = 250 - 20 - (16/2) = 222\ mm$

$\boldsymbol{Vu = 75.9\ KN}$

Take the maximum shear at distance (d) from the face of the support Vu ***=75.9 KN***

$$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 222 * 1500 * 10\text{^}{-3} = 271.89$$

$\phi = 0.75$

$\phi * Vc = 0.75 * 2701.89 = 203.92KN$

$\phi.Vc >> Vu = 75.9KN$

The thickness of the slab is enough.

4.15.4 Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:

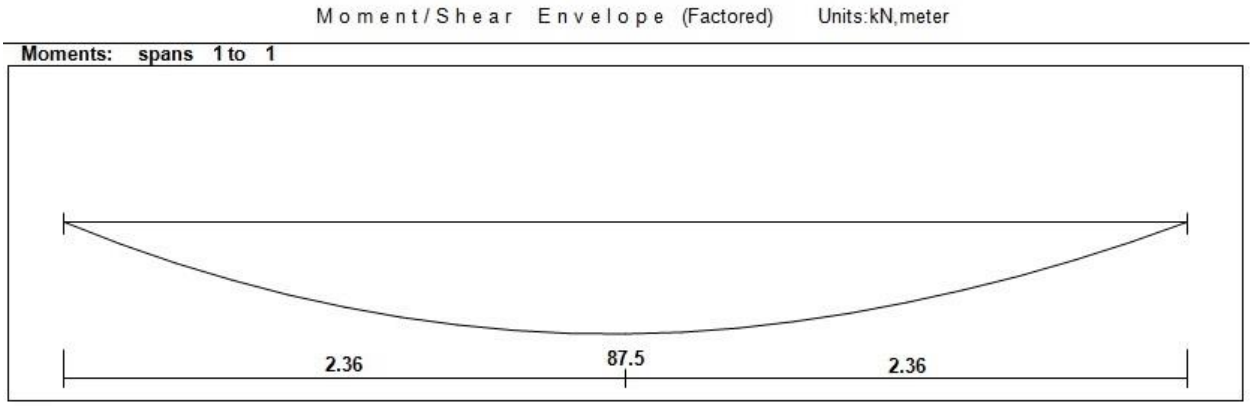


Figure (4-21): Moment Envelope for stair .

$$\boldsymbol{Mu = 87.5\ KN.m}$$

$$Mn = Mu/0.9 = 87.5/0.9 = 97.22\ KN.m$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{97.22*10\text{^}6}{1500*222^2} = 1.315 mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(1.315)}{420}}\right) = 0.00324$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.00324*1500*222 = 1078.92\ mm^2$

$A_{s\ min} = 0.0018*1500*250 = 675\ mm^2$

Take As $_{req}$ = 1078.92 mm^2.

Use 7Φ14 with AS,provided = 1077.57 mm^2 or Φ14 @ 200 mm

Steps (s) is the smallest of

1. *3h=3*250=7 50 mm*

$$s = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5Cc$$

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

$$s = 300\left(\frac{280}{fs}\right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300 \qquad \boldsymbol{-control}$$

2. *450 mm*

Use* Φ14 @200 *mm

Shrinkage and temperature reinfoecment:
$A_S \min$ = *0.0018*1500*250= 675 mm*

Number of bar's=675/113.1= 5.97

Spacing=1.5/5.97 =0.251 m

Check for spacing

*S=5h=5*250=1250mm*

S=450mm ***-control***

Use Φ12 @250mm

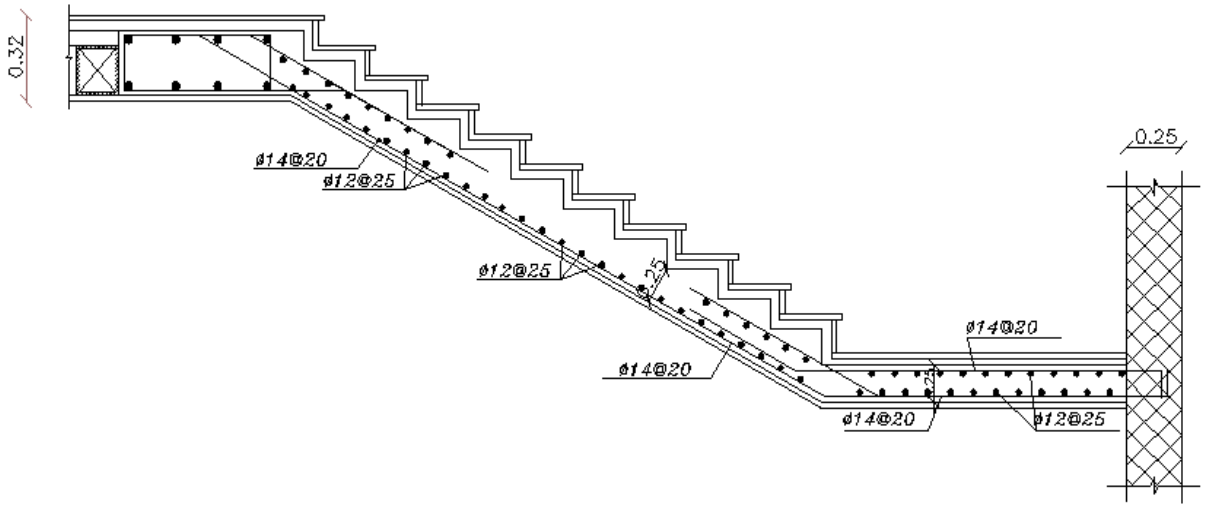


Figure (4-22): Detail for stair

4.16 Design of Truss

4.16.1 Dimensions of Truss

$Space\ between\ truss\ and\ another\ =\ 5\ m$

$L\ = 28.0m$

$B\ =\ 1.0\ m$

$H1\ =\ 2.0m\quad H2 = 2.5m$

4.16.2 Load Calculations

1. **Dead load**

$dead\ load\ of\ corrugate\ sheets\ =\ 0.2\ KN/m2 * 1.0\ =\ 0.2\ KN/m$
$dead\ load\ of\ purlins\ =\ 0.2\ KN/m.$

$dead\ load\ of\ installation\ =\ 0.1\ KN/m2 * 1.0\ =\ 0.1\ KN/m$

$dead\ load\ of\ floor\ ciling\ =\ 0.5 * 1.0 = 0.5$

$dead\ load\ of\ truss\ =\ 1.0\ KN/m.$

$D.L\ =\ 0.2 + 0.2 + 0.1 + 0.5 = 1.0\ KN/m$

2. **Wind load :**

$W.L\ =\ Ce\ * Cq\ *\ qs\ *\ Iw$

Winward

W.L = 0.808*16.4*0.8*1.0*0.0479*1.0 = 0.508 KN/m

Leeward

$W.L =\ 0.808 * 16.4 * 0.5 * 0.0479 * 1.0\ =\ 0.317\ KN/m$

3. **Snow load :**

$S.L\ =\ 1.25\ KN/m2\ * 1.0\ =\ 1.25\ KN/m2$

By Using Sap Program , the results of Design as following :

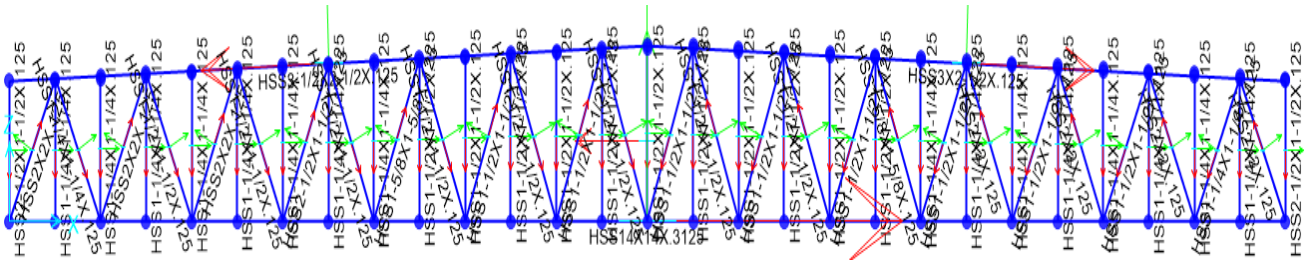


Fig (23-a) Truss Design Results

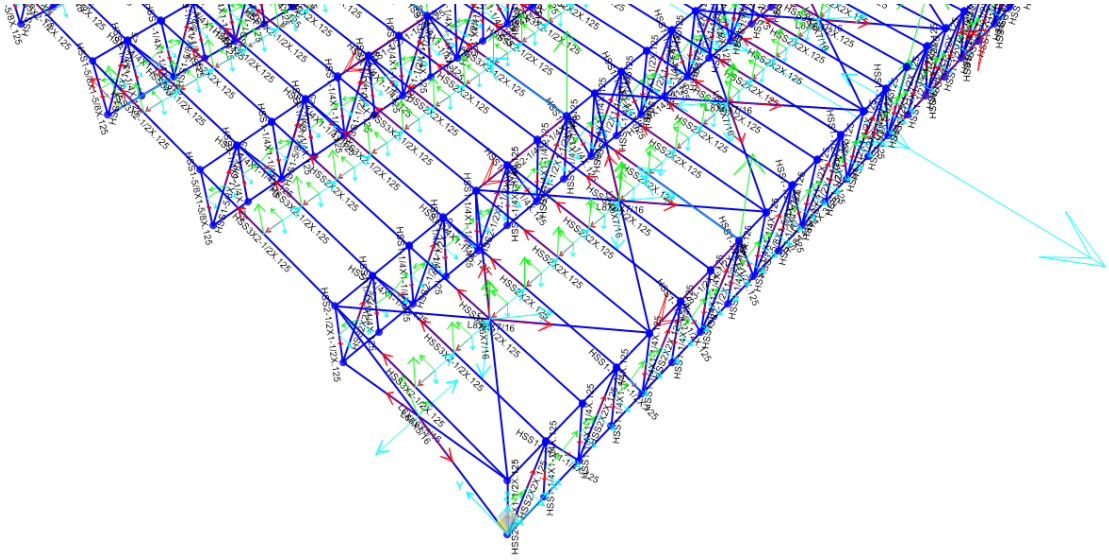


Fig (23-b) Truss Design Results

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5.1 مقدمة.

5.2 النتائج .

5.3 التوصيات .

5-1 المقدمه

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور, بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمستشفى تعليمي مقترح بناءه في مدينه دورا .

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

5-2 النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400\ KN/m^2$.

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab)

كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) ، حسب طبيعة وشكل المبنى .

، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ATIR(BEAMD): للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية، كالجسور وبعض العقدات .
c) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
d) برنامج : Safe تم استخدامة للتحليل والتصميم الانشائي لبعض من أنواع العقدات خاصة العقدات ذات العصب باتجاهين وكذلك الجسور ، وتم استخامه أيضا في تصميم بعض الأسسات .

e) Sap : لتحليل وتصميم (TRUSS)

f) ETABS: تم استخدامه في تصميم جدران القص .

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5-3 التوصيات :

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا. من خلال هذه التجربة . أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الملاحق

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05) and Commentary, USA, 2005.
3. Uniform Building Code (UBC).

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (S)

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 $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED