التصميم الإنشائي لـِ " مركز الرعاية الصحية والعلوم " المقترح إنشاؤه في

بيت لحم.

فريق العمل

عبدالله الدويك **أشرف شلالدة** **هشام ابو عيشة**

إشراف :

م. ماهر عمرو .

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون الأول – سنـة 2014م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ " مركز الرعاية الصحية والعلوم " المقترح إنشاؤه في

مدينه بيت لحم.

فريق العمل

عبدالله الدويك **أشرف شلالدة** **هشام ابو عيشة**

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د. ماهر عمرو	**د. غسان دويك**

توقيع اللجنة الممتحنة

كانون الأول – سنـة 2014م

الاهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز.....

الى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب , أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

الى الأعزاء على قلبي.....أخوتي.

الى من علمني أول حرف.....اساتذتي.

الى زملائي بكل مراحل الدراسة.

الى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

الى من قدم شيئا" من اجل فلسطين.

الى كل من أحبنا واحببناه.

كذلك نشكر كل من ساعد على إتمام هذا البحث وقدم لنا العون ومد لنا يد المساعدة وزودنا بالمعلومات اللازمة لإتمام هذا البحث.....

الذين كانوا عونا لنا في بحثنا هذا ونورا يضيء الظلمة التي كانت تقف أحيانا في طريقنا.....

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة, وكلية الهندسة والتكنلوجيا, ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذه بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث، بدأً بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم العمارة، وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

فريق العمل

التصميم الإنشائي لـِ " مركز الرعاية الصحية والعلوم " المقترح إنشاؤه في مدينه بيت لحم.

فريق العمل

عبدالله دويك **أشرف الشلالدة** **هشام ابو عيشة**

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2014م

إشراف

د.ماهر عمرو

ملخص المشروع

يمكن تحديد هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من العقدات وجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية المختلفة.

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمركز الرعاية الصحية في مدينة بيت لحم وهو عبارة عن مستشفى مقترح بناؤه على أرض في منطقة أرطاس - مدينة لحم بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل والعناصر الإنشائية اللازمة والمستخدمة في هذا المبنى و مشتملاً على كافة المرافق الطبية التي يتطلبها أي صرحٍ طبي.

يتكون المبنى من اربعة طوابق, ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية ، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والبلاطات الخرسانية ذات الأعصاب بإتجاه واحد وإتجاهين والبلاطات المصمتة وغيرها.

ومن الجدير بالذكر أنه تم إستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم إستخدام (U.B.C- 97) ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم إستخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 08) , ولا بد من الإشارة إلى أنه تم الإعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل: Autocad2010, Office2010 ، Atir12, Safe، Staad Pro , Etabs , وغيرها.

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا. وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نصل إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، و تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of Red Crescent Specialist Hospital in Hebron City

working team:

"Mohmmad Ali" Dweik Hareth Dabbas Rami Al-Rajabi

Palestine Polytechnic University - 2013

Supervisor:

Eng. Sufian Turk.

Project Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

The idea of this project is in the structural design of a general Hospital in the city of Bethlehem, The project includes the design of all the details and the necessary structural elements used in this building and consisting of all facilities that should be available in any optimum medical center .

This building consists of 4 floors its serves and contains unlimited activities. This building is reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI code.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of (UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code
(ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2010, Atir12, Safe , Etabs , Staad Pro.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

God grants success.

فهرس المحتويات

صفحة العنوان الرئيسية..... i

نسخة عن صفحة العنوان..... ii

شهادة تقييم مشروع التخرج iii

الإهداء iv

ملخص المشروع باللغة العربية..... vi

ملخص المشروع باللغة الإنجليزية vii

فهرس المحتويات viii

الفصل الأول : المقدمة 1

1-1 المقدمة..... 2

2-1أهداف المشروع..... 3

3-1 مشكلة المشروع..... 3

4-1 حدود مشكلة المشروع 3

5-1 المسلمات 3

6-1 فصول المشروع..... 4

7-1إجراءات المشروع 4-5

الفصل الثاني : الوصف المعماري 6

1-2المقدمة..... 7

2-2 لمحة عن المشروع 8

3-2موقع المشروع 8-9

3-4أهمية المشروع..... 10

5-2 عناصر الحركة في المبنى 10-11

6-2 حركة الشمس والرياح 12

7-2 دراسة عناصر المشروع..... 13-20

2-7-1 المساقط الأفقية 13-18

2-1-7-1 الطابق التسوية 13

2-1-7-2 الطابق الأرضي 14

2-1-7-3 الطابق الأول 15

2-7-1-4 الطابق الثاني 16-17
2-7 وصف الواجهات 18-20
2-7-2-1 الواجهة الشرقية 18
2-7-2-2 الواجهة الغربية 19
2-7-2-3 الواجهة الشمالية 19
2-7-2-4الواجهة الجنوبية 20
2-8 وصف الحركة 21-23
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي 23
3-1 المقدمة 24
3-2 هدف التصميم الإنشائي 24-25
3-3 الدراسات التحليلية و النظرية 25
3-4 الاختبارات العلمية 25
3-5 الأحمال 26-32
3-5- 1 الأحمال الرئيسية 26
3-5-1-1 الأحمال الميتة 28-27
3-5-1-2 الأحمال الحية 29-28
3-5-1-3 الأحمال البيئية 32-29
3-5-2 الأحمال الثانوية 27
أحمال الثلوج 30
أحمال الرياح 31-30
أحمال الزلازل 32
3-6 العناصر الإنشائية 32-44
3-6-1 العقدات 33-36
3-6-1-1العقدات المصمتة 35-34
3-6-1-2العقدات المفرغة 36-35
3-6-1-2-1العقدات المفرغة في اتجاه واحد 36-35
3-6-1-2-2 العقدات المفرغة في اتجاهين 36
3-6-2 الجسور 38-37
3-6-3الأعمدة 39-38
3-6-4 جدران القص 40-39
3-6-5 فواصل التمدد 41-40
3-6-6 الأساسات 43-42
3-6-7 الأدراج 43

8-6-3 الجدران الاستنادية.....44
7-3 البرامج الحاسوبية المستخدمة.....45
Chapter 4 : Structural Design & Analysis 79-46
4.1 Introduction.....47
4.2 factored loads.....48
4.3 slabs thickness calculations.....50-48
4.3.1 thickness for one way ribbed.....48
4.3.2 thickness for tow way ribbed slab.....49
4.4 load calculations.....52-50
4.4.1 one way ribbed slab.....51-50
4.4.2 tow way ribbed slab.....52-51
4.5 Design of topping.....52-53
4.6 design of rib.....63-54
4.6.1 Design of flexure.....61-56
4.6.1.1 Design of negative moment of rib1.....57-56
4.6.1.2 Design of positive moment of rib 1.....61-58
4.6.2Design of shear of rib.....63-61
4.7 Design of beam.....63-77
4.7.1 Design of flexure.....66-70
4.7.1.1 Design of positive moment.....70-66
4.7.1.2 Design of negative moment.....72-70
4.7.2 Design of shear.....73-77
4.8 design of tow way ribbed slab.....78-86
4.8.1 design for positive moment.....79
4.8.2 design for negative moment.....83-80
4-9 Design of Column (C18A).....87
4-10 Design of Stairs (ST1A).....91
4-11 Design of footing (F 14).....108
4-12 Design of shear wall (SWC51).....120
4-13 Design of strip (SWC4).....125
4-14 Design of Basement wall.....130
4-15Truss design.....131

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات 162-151
1-5 النتائج..... 152
2-5 التوصيات..... 152
قائمة المصادر والمراجع..... 153
الملاحق..... 162-154

فهرس الجداول

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2012\2011..... 5
جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 28
جدول (3-2) الأحمال الحية..... 29
جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر..... 30

Table(4-1) 51
Table(4-2) 52
Table(4-3) 92
Table(4-4) 93
Table(4-5) 135
Table(4-6) 136
Table(4-7) 136
Table(4-8) 137
Table(4-9) 138
Table(4-10) 138
Table(4-12) 139

فهرس الأشكال

شكل (2-1) الموقع المقترح للمشروع..... 9
شكل (2-2) مقطع تفصيلي في درج..... 10
شكل(2-3)شكل توضيحي لمصعد كهربائي..... 11
شكل (2-4) توجيه المبنى 12
شكل (2-5) مخطط الطابق التسوية 13
شكل (2-6) مخطط الطابق الأرضي 14
شكل (2-7) مخطط الطابق الأول..... 15
شكل(2-8) مخطط الطابق الثاني..... 16
شكل (2-9) الواجهة الشرقية 17
شكل (2-10) الواجهة الغربية 18
شكل (2-11) الواجهة الشمالية..... 19
شكل (2-12) الواجهة الجنوبية..... 20
شكل(2-13)مفصل كيفية الحركة خارج المبنى..... 21
شكل(2-14)الحركة الافقية والعمودية داخل المبنى 22
شكل (3-1) انتقال الأحمال..... 26
شكل (3-2) تأثير سرعة الرياح على الضغط الواقع على المبنى 31
شكل (3-3): تأثير اتجاه الرياح على الضغط الواقع على المبنى 31
شكل (3-4): رسم توضيحي للعناصر الانشائية 33
شكل (3-5) عقدات مصمتة باتجاه واحد 34
شكل (3-6) عقدة مصمته باتجاهين..... 35
شكل(3-7)العقدات المفرغة ذات الاتجاه الواحد 36
شكل(3-8)العقدات المفرغة ذات الاتجاهين 36
شكل (3-9) أشكال الجسور..... 37
شكل (3-10) أنواع الاعمدة المستخدمة..... 39
شكل (3-11) جدار القص..... 40
شكل (3-12) شكل الأساس المنفرد..... 42
شكل(3-14)مقطع طولي في الأساس 42
شكل(3-14)توزيع الحديد بالأساس 42

شكل(3-15)مقطع توضيحي في الدرج 43
شكل(3-16)جدار استنادي..... 44

Figure (4-1): Ground Floor Slab..... 48
Figure (4-2): one way ribbed slab. 50
Figure (4-3) : Tow way ribbed slab..... 51
Figure (4-4) : rib geometry..... 54
Figure (4-5) : loading of rib 54
Figure (4-6) : moment envelop of rib..... 55
Figure (4-7) : shear envelop of rib..... 55
Figure (4-8) : beam geometry 64
Figure (4-9): load of Beam..... 64
Figure (4-10): moment envelop of beam..... 65
Figure (4-11): shear envelop of beam..... 65
Figure (4-12):Two way ribbed slab..... 78
Figure (4-13):Place Of Column (C23) 87
Figure (4-14): Section of Column (C18A) 91
Figure (4-15): Stair (ST1A) 91
Figure (4-16): Envelope diagram Flight (ST1A)..... 95
Figure (4-17):Envelope diagram OfLanding (L2A) 99
Figure (4-18):Envelope diagram OfLanding (L1A) 103
Figure (4-19):Section Of Flight 107
Figure (4-20):Detail Of Landing (L1A)& (L2A) 108
Figure (4-21): Detailsof footing (F 14) 119
Figure (4-22): Section Of basement wall..... 125
Figure (4-23): Static System 126
Figure (4-24): Envelope diagram Of Basement Wall 127
Figure (4-25): Details Of Basement Wall..... 130
Figure (4-26) Shear envelop for purlins 132
Figure (4-27) weld force on diagonal member..... 148
Figure (4-28) weld between gusset plate and bottom member..... 149

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_S = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- L= length of clear span in long direction of two- way construction, measured center-to-center of supports in slabs without beams and center to center of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.

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

.

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:-

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة ,وأكثرها لزوما على مر العصور , ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة الى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة , كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة, كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشات الرياضية المتنوعة, هذا كله بالاضافة الى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

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

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك , بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمركز الصحة العامة والعلوم في بيت لحم.

(2-1)أهداف المشروع :-

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

1) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، 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 :-

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

(4-1) حدود مشكلة المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2014-2013 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الاول و مشروع التخرج في الفصل الثاني. كما و يقع المبنى الطبي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في بيت لحم.

(5-1) المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08M) .
2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir),(Safe)(etabs) وغيرها.

(6-1) فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

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) ودراسة 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.

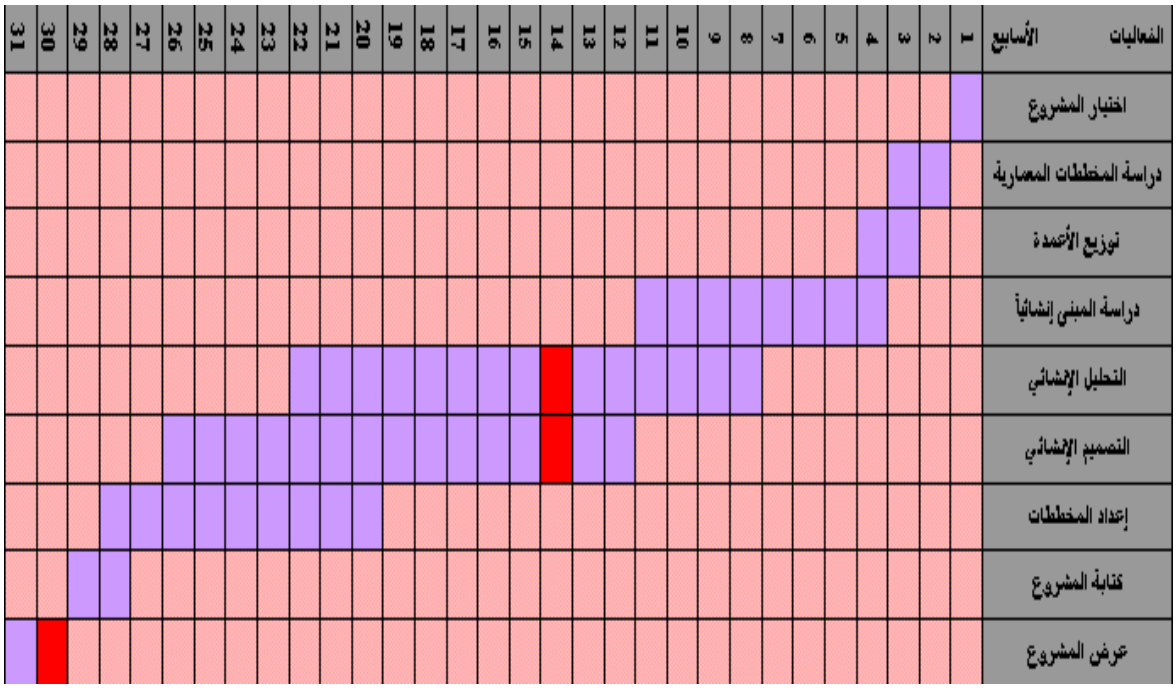
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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\2011)



2-1 مقدمة.

2-2 لمحة عن المشروع.

2-3 موقع المشروع .

2-4 اهمية الموقع .

2-5 عناصر الحركة في المبنى.

2-6 حركة الشمس والرياح .

2-7 دراسة عناصر المشروع .

2-7-1 وصف المساقط الأفقية .

2-7-1-1 الطابق التسوية

2-7-1-2 الطابق الأرضي

2-7-1-3 الطابق الأول

2-7-1-4 الطابق الثاني

2-7-2 وصف الواجهات.

2-7-2-1 الواجهة الشرقية

2-7-2-1 الواجهة الغربية

2-7-2-1 الواجهة الشمالية

2-7-2-1 الواجهة الجنوبية

2-8 وصف الحركة.

(1-2) مقدمة :-

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

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 تفاصيله.

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

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 الهندسيةعتماداً 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 التهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

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

إن فكرة تصميم مركز الصحة العامة في بيت لحم كانت وليدة الواقع الصحي السيئ الذي تحياه هذه المدينة في جانب الخدمات الصحية , كل ذلك وغيره من الأسباب دفع إلى التفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المركز في بيت لحم التي هي في أمسّ الحاجة إليه.

(2-2) لمحة عن المشروع :-

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني , و كشف الغطاء عن همومه , نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مراكز صحية في منطقتنا , نظرا للعجز الطبي القائم في البلاد , ويكون الحل بوجود مستشفيات نموذجية ,تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة الصحة و السلامة العامة .

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

لقد حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين , وذلك كي نشرع في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية , هو من اعداد الطلبة (ايهاب الخطيب نور دين عوض) وتحت اشراف المهندس صلاح الشخشير,حيث يتكون المشروع من اربعة طوابق ، حيث تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

(2-3) موقع المشروع : -

عند البدء بتصميم أي مشروع فانه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من اجلها, وأيضاً لا يعاني من أي مشكلات أخرى , وبالتالي نحصل على تناسق بين التصميم المقترح للموقع والعناصر المكونة لذلك الموقع المؤثرة فيه .

لذلك فإنه يجب إعطاء فكرة جيدة عن عناصر الموقع من طبيعة الأرض المقترحة للبناء وارتباطها بالشوارع الرئيسية لتلك المنطقة , وأيضاً فانه يجب الأخذ بعين الاعتبار وضع المبنى بالنسبة لحركة الشمس من الشروق إلى الغروب وطبيعة الرياح واتجاهها , أضف إلى ذلك طبيعة المباني المحيطة بالمنشأ نفسه ومدى ارتفاعها .

يقع هذا المشروع على المشروع المقترح عند مدخل قرية أرطاس بالقرب من برك سليمان وقصر المؤتمرات على الشارع الرئيسي على بعد 1.5كم عن مدينة بيت لحم كما هو موضح في ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع حاجة إلى بعض التطوير.

تجدر الإشارة هنا انه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري , وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً , كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة ويظهر ذلك جليا في الشكل(2-1).

الشكل (2-1) : مخطط الموقع المقترح للمشروع

(2-4)أهمية الموقع : -

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

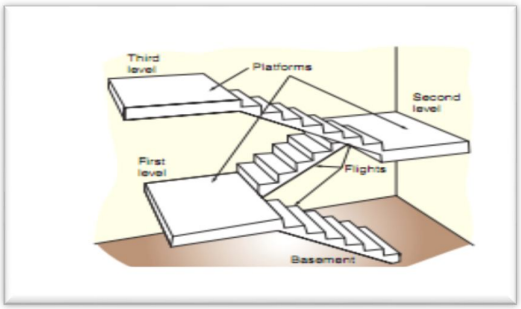
1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
3) حيوية المنطقة .
4) -سهولة الوصول إلى الموقع.
5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

(2-5)عناصر الحركة في المبنى :-

يمكن أن تضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها , ولقد برز لدينا في هذا المشروع مجموعة من تلك العناصر أهمها :

1) الأدراج:

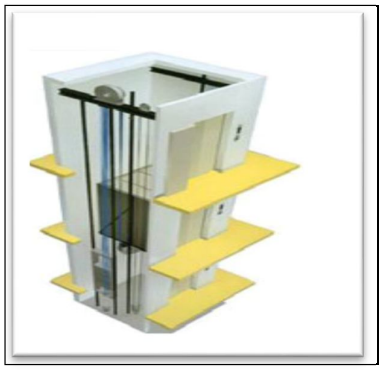
لقد تم تزويد هذا المبنى بمجموعة من الأدراج تتوزع على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل منها كتلة من المبنى , وتتميز هذه الأدراج بموقعها المتوسط بين المساحات التي ستخدمها, إضافة إلى وقوعها خارج بوابات الأقسام الطبية لكي لا تكون مصدرا لإزعاج المرضى في الأقسام , أضف إلى ذلك أنها مرئية لجميع المراجعين والمرضى والزوار ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها كما يظهر في الشكل(2-2).



الشكل(2-2) مقطع تفصيلي في درج.

2)المصاعد الكهربائية :

يضم المشروع مصاعد كهربائية وهي تنقسم إلى قسمين الأرضي للاستخدام العام وهي تلك التي تكون بجوار الأدراج وهي لعامة المرضى والمراجعين والزوار والموظفين , والقسم الأول مصعد خاص وهو يستخدم لنقل الحالات الصحية المستعجلة بين الأقسام وتتمتع المصاعد بمنزله بالغة الأهمية , لما توفر من عناية بالمرضى في الحركة بين أقسام المستشفى المختلفة لأغراض التصوير وغيرها من الأغراض المهمة . كما أنها تخفف العبء الملقى على الأدراج في خدمة الأقسام .



الشكل (2-3) شكل توضيحي لمصعد كهربائي

3)الممرات :

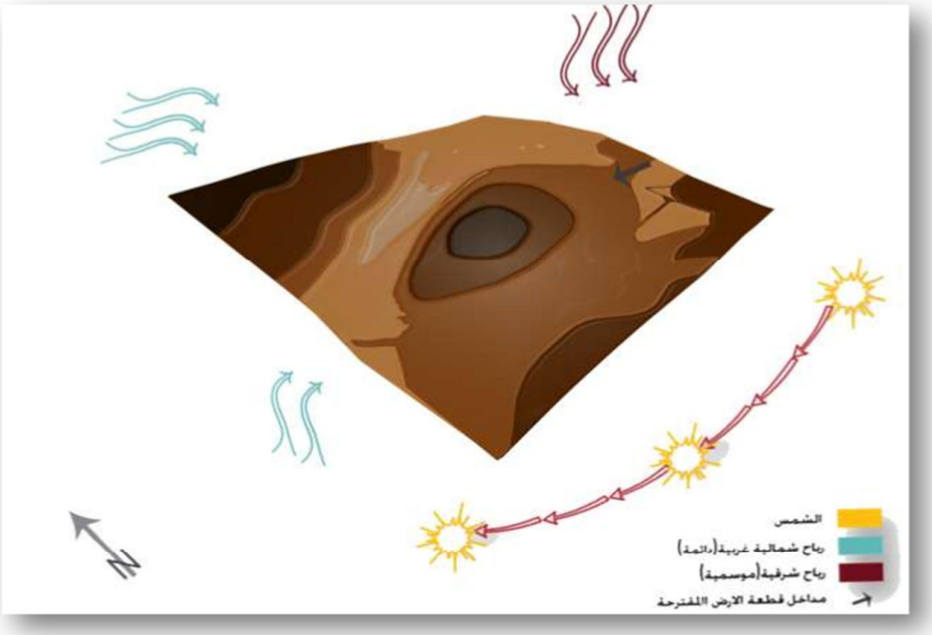
يتمتع مشروع هذا المستشفى بمساحات جيدة لأغراض الممرات بين الأقسام والغرف المختلفة , كما أن شكل المبنى يعطي فرصة جيدة لتوفر مثل هذه الممرات التي توفر الحركة الأفقية في المبنى وصولا إلى الأدراج والمصاعد .

(2-6) حركة الشمس والرياح :-

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد،والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة .

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

والشكل (2-4) ، يوضح تأثير هذه العوامل , تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :-



الشكل(2-4) توجيه المبنى

(7-2) دراسة عناصر المشروع :

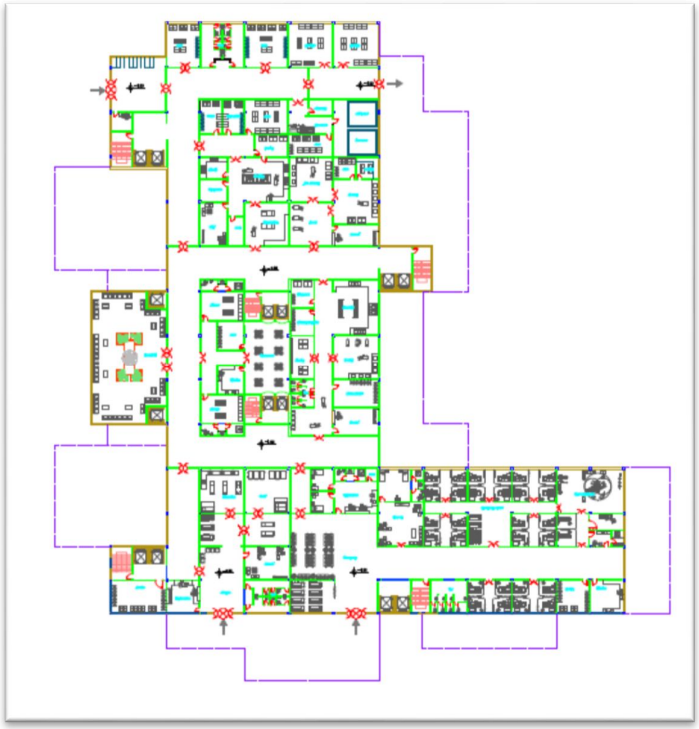
(1-7-2) المساقط الأفقية :-

يشمل المشروع على خمسة طوابق , ذوات تنوع خدماتي في كل طابق موزعة وفق الآتي:

(1-1-7-2) الطابق التسوية :-

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح في الشكل أدناه:

1) قسم الخدمات .
2) قسم الطوارئ .
3) المرافق العامة .
4) قسم العيادات.
5) قسم التسجيل.
6) قسم الجراحة.
7) المصاعد والادراج .

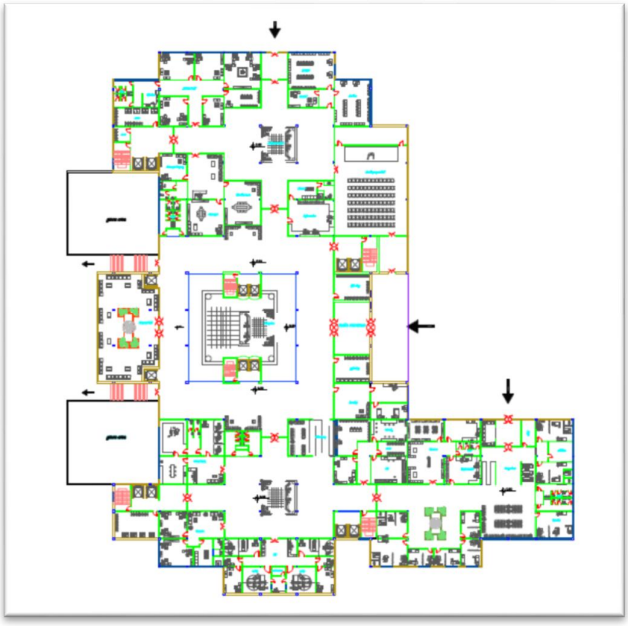


شكل(2-5) مخطط الطابق التسوية .

(2-1-7-2)الطابق الأرضي :-

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم (2-6):-

1) قسم الادارة .
2) وحدة العناية بالقلب .
3) قسم المختبرات .
4) منطقة خدمات .
5) المدخل الرئيسي.
6) الأمن.
7) الصيدلية.
8) قسم العناية بالأطفال.
9) قسم الاشعه السينية .
10) المصاعد والأدراج .



شكل(2-6) :- مخطط الطابق الأرضي .

(2-7-1-3)الطابق الأول :-

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(2-7) أدناه .

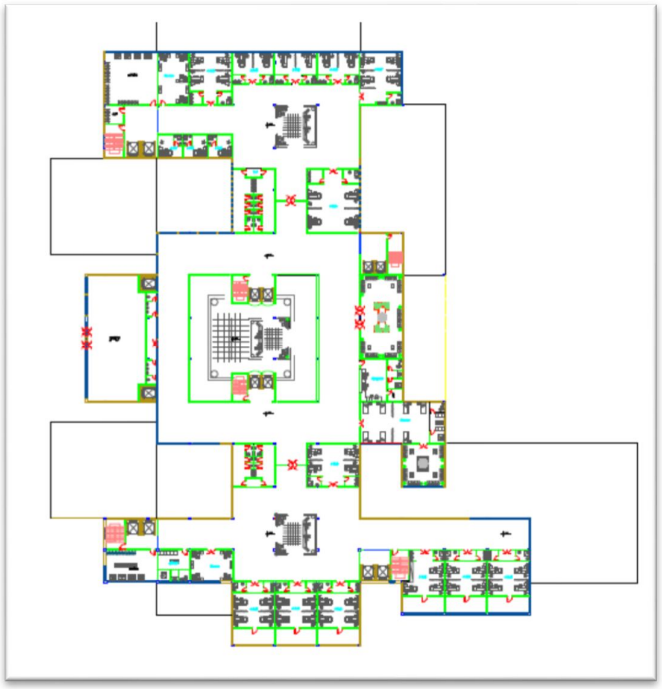
1- قسم العناية الداخلية.
2- قسم العمليات الداخلية.
3- منطقة خدمات.
4-قسم مرضى القلب.
5-قسم العناية بالأطفال.
6- المصاعد والأدراج.

شكل (2-7) :- مخطط الطابق الأول .

(2-7-1-4)الطابق الثاني :-

يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل (2-8) أدناه :-

1) غرف الأطباء.
2) منطقة خدمات.
3) المصاعد والأدراج .



شكل (2-8):- مخطط الطابق الثاني .

.

كما يبين هذا الجدول توزيع المساحات لجميع الطوابق وهي كما يلي:

جدول (2-1)توزيع المساحات على الطوابق

الطابق	التسوية	الأرضي	الأول	الثاني	المجموع
المساحة (م ^{2})	2968	7547	7448	5500	23463

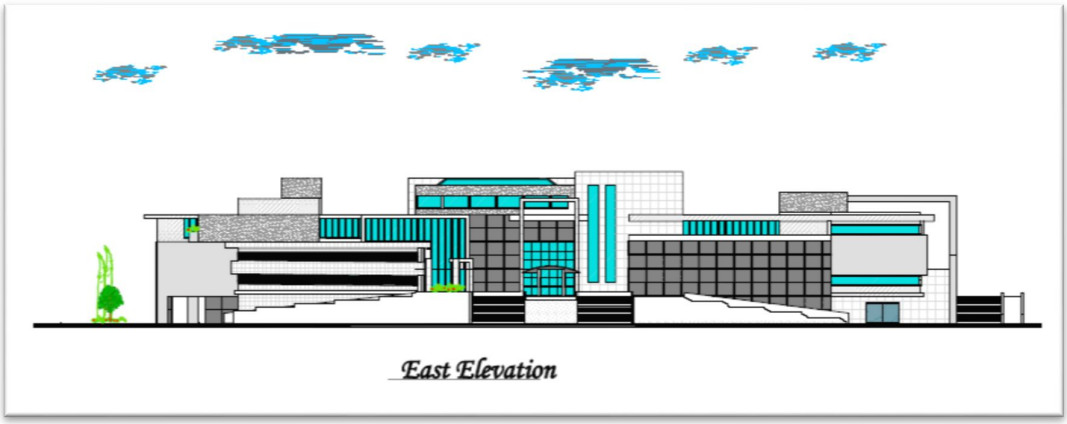
(2-7-2) وصف الواجهات :-

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأرضي عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة , والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر, شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

(2-7-2-1) الواجهة الشرقية :-

تعتبر هذه الواجهة الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي, وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل .

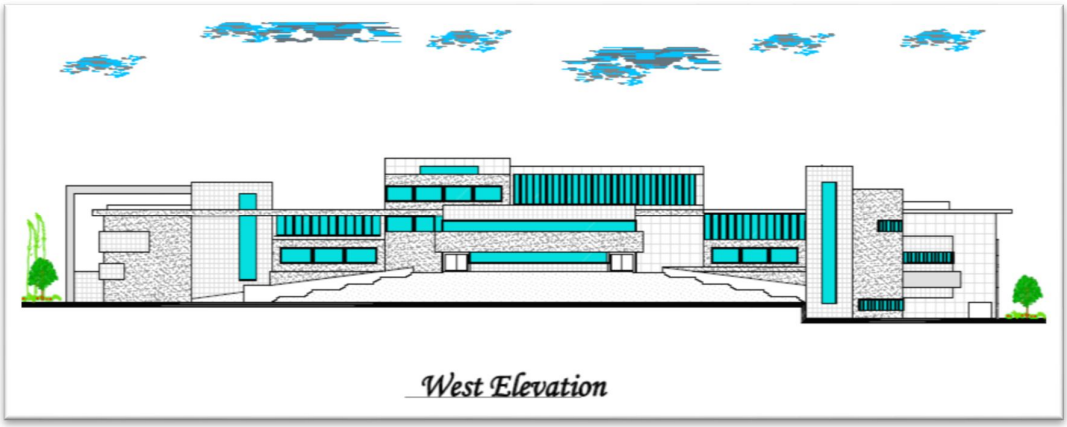


شكل (2-9)

(2-2-7-2)الواجهة الغربية :-

تعتبر هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمشروع وفي هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير ، حيث يظهر في هذه الواجهة استمرارية الشبابيك على عرض المبنى وهذا يبرز الجمال المعماري للواجهة واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

إضافة إلى ذلك فإن هذه الواجهة تحتوي على مجموعة من النوافذ المتناسقة مع بعضها البعض في منظر متوازن ومتماثل يعطي الواجهة نسقا معماريا فريداً, والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية.

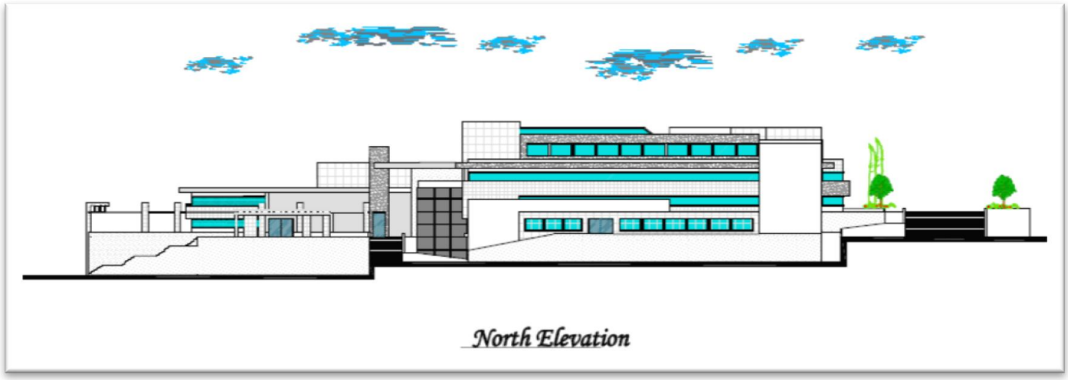


شكل (2-10)

(2-2-7-3)الواجهة الشمالية :-

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الجنوبيه من حيث تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في منطقة الأدراج.

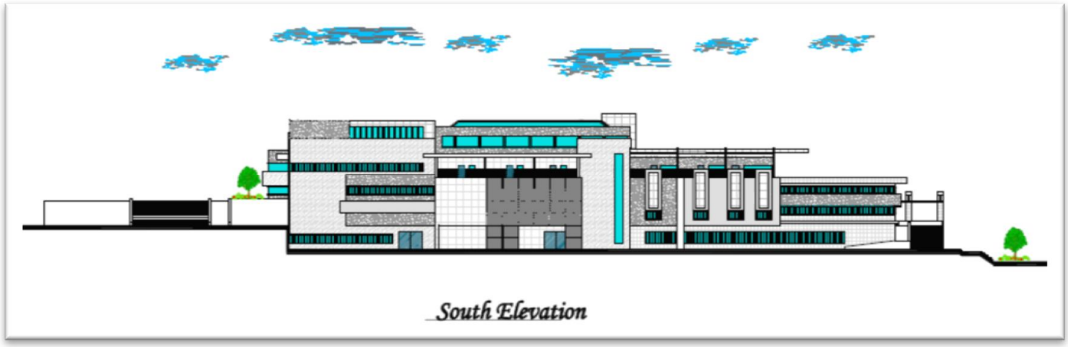
واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.



شكل (2-11)

(4-2-7-2) الواجهة الجنوبية :-

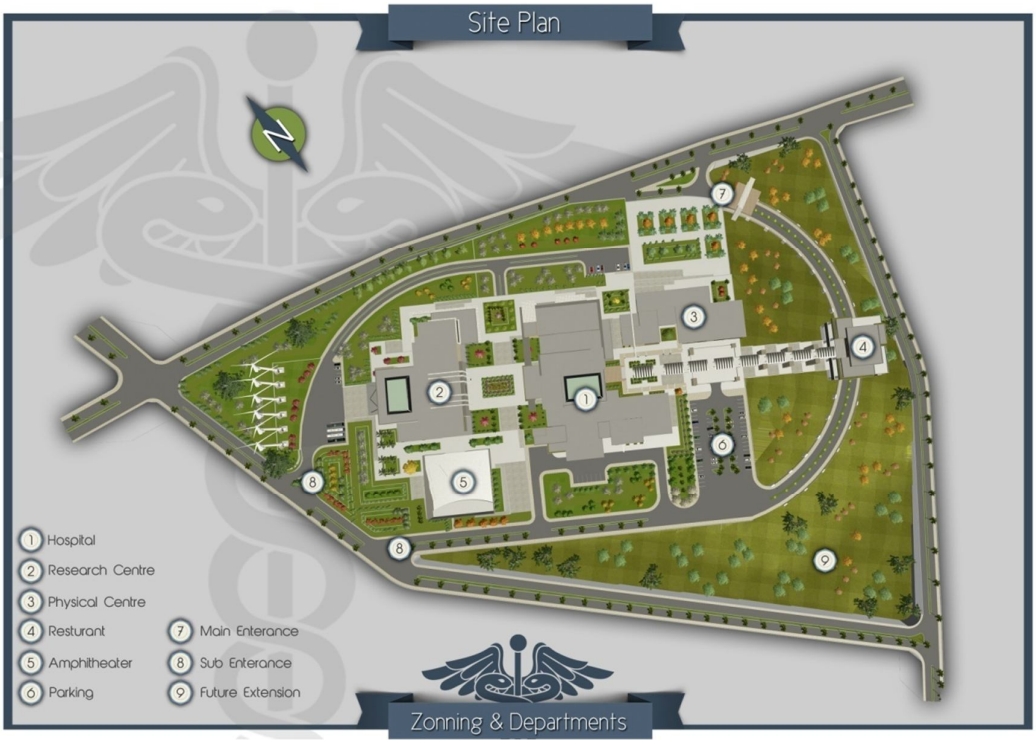
في هذه الواجهة يظهر بعض التداخلات في المبنى بحيث يضفي علية بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية الملحوظة ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة.



شكل (2-12)

(2-8)وصف الحركة :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المستشفى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية, الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه.



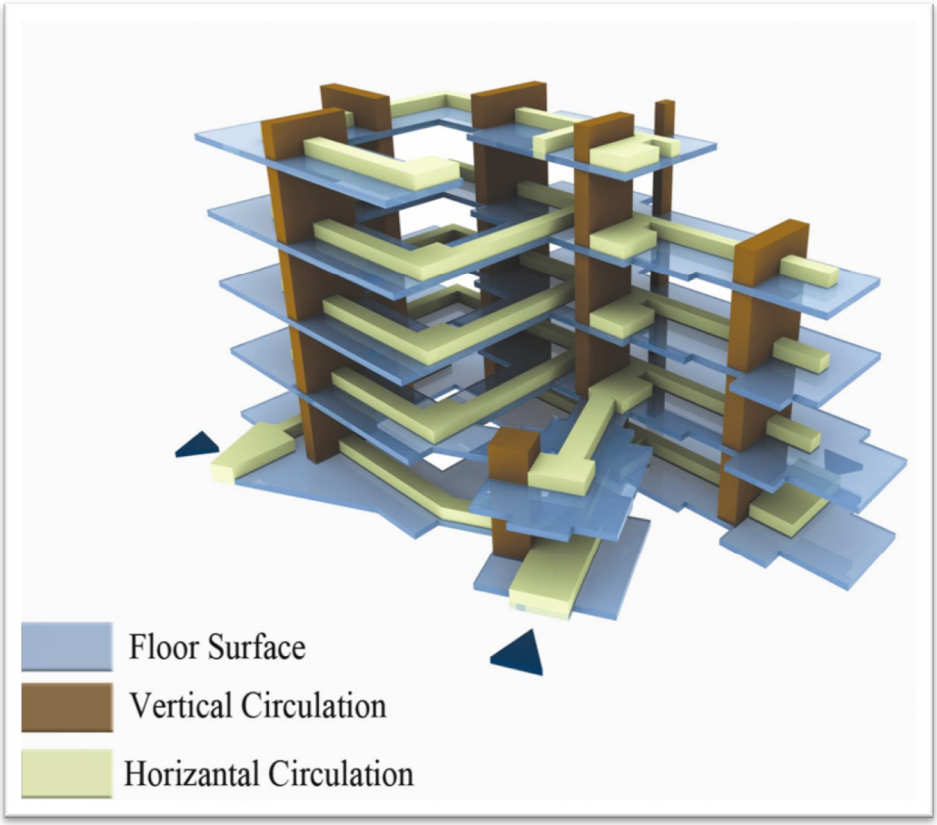
الشكل(2-13) يوضح الموقع العام .

وهذه الصوره توضح مفصلية الحركة في خارج المبنى وكذلك علاقته مع الأبنية الأخرى.

الشكل(2-14) يوضح بشكل مفصل كيفية الحركة من خلال إلقاء نظرة على الموقع العام

اما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فانها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج.

ويمثل هذا الشكل مفصلية الحركة الأفقية والعمودية داخل المبنى:



الشكل(2-15) الحركة الأفقية والعمودية داخل المبنى.

3-1 مقدمـــــــــــــــــــة

3-2 هدف التصميم الإنشـــــائي

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

3-4 الاختبارات العمـــــــــلية

3-5 الأحمـــــــــــــــــال

3-6 العناصر الإنشـــــــــــائية

3-7 البرامج الحاسوبية المستخدمة

(3-1)مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه , فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت , هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها , مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية , بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعةولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(3-2)هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ,ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل, رياح, ثلوج, وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة, وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (American concrete institue)(ACI 318-08M) , ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) ,واستخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج المحسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

1) عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

2) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

3) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks)التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.

4) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(3-3)الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

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

(4-3) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها , ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات , ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة , وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها .

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

(5-3)الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها , إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة , وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

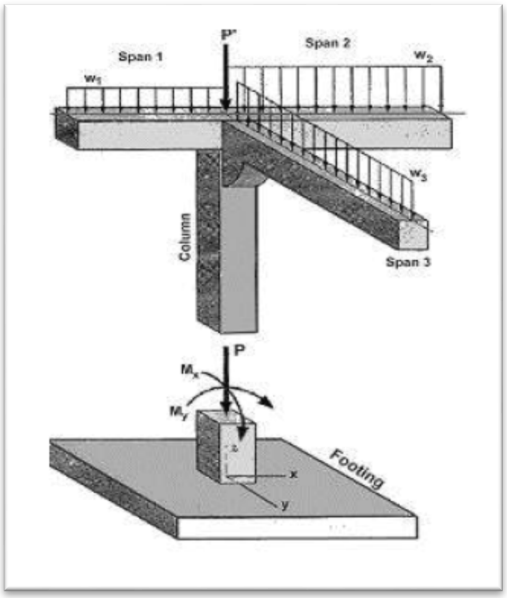
(1-5-3)الأحمال الرئيسية (Main Loads) , ومنها :

1-الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .

2-الأحمال الحية(Live Load –LL) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

3-الأحمال البيئية.



الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال .

(3-5-2)الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

(3- 5-1- 1)الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية) , كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ , أو أوزان العناصر الثابتة فوقها , وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى , أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً , ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية , و أعمال الأرضيات ,ومواد العزل ,و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج, و القصارة و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة . والجدول رقم (3- 1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني .

جدول (3- 1) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

رقم البند	المادة(Material)	الكثافةS. Weight (KN/m^3) النوعية
1	البلاط(Tile)	24
2	المونة الأسمنتية(Mortar)	22
3	الرمل(Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ(Hollow Block)	10
6	الخرسانة المسلحة(Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22
8	الأتربة (الطمم)(Backfill)	20

(3- 5-1- 2)الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , أو استعمالات أي جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة , وأحمال القصور الذاتي .

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

1) أحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
2) الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر , كأثاث البيوت , والقواطع ,والأجهزة الكهربائية, والآلات الاستاتيكية غير المثبتة , و المواد المخزنة.

3) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجودة , مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.

4) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

ويبين الجدول(3-2) قيم الأحمال الحيةالواقعة على كل عنصر في المبنى اعتماداً على كود الأحمال والقوى الأردني

جدول (3-2) جدول الأحمال الحية القصوى في المبنى: :-

مستشفيات	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	قاعات المعدات,غرف الاشعة والعمليات والخدمات,غرف تبديل الملابس وغرف النوم	2.0
2	الممرات والمداخل المعرضة للحركة	5.0
3	الأدراج وبسطات الادراج والمختبرات والمطابخ	5.0

(3- 5-1- 3) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ,وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه , وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها , بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة , والارتفاع للمبنى , وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به ,وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

1) أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (3- 3) (حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

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

ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	رقم البند
250>h	0	**1**
500 > h > 250	(h-250) /1000	**2**
1500 > h > 500	(h-400) / 400	**3**
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250	**4**

2) أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

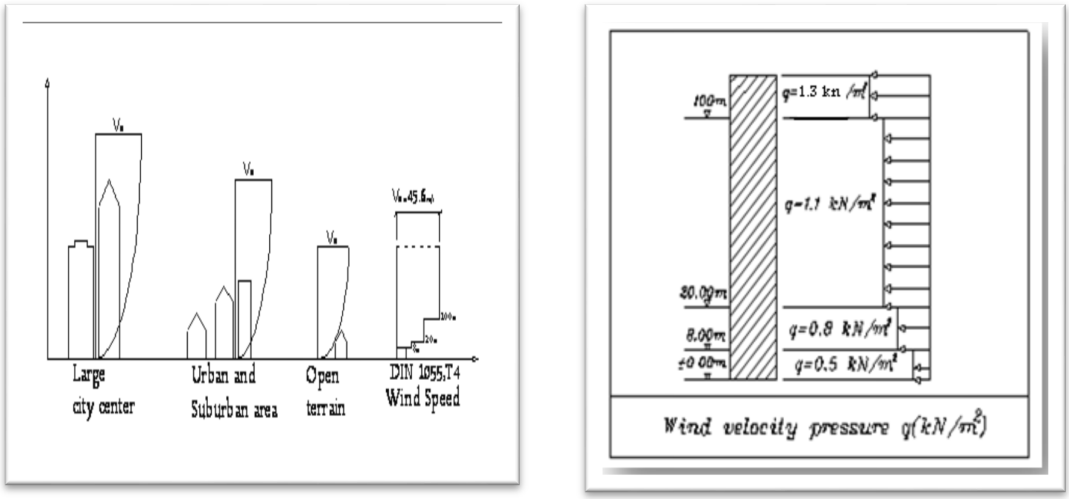
P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce:combind height.

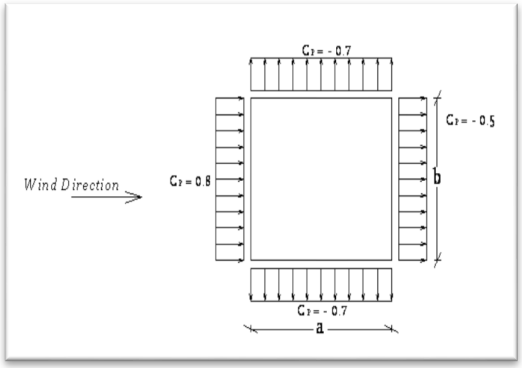
Cq:pressure coefficient of structure.

Iw:importance factor.

P:design wind pressure.



الشكل (3-2) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى



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

3) أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ , وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل , ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً

(3- 5-2-1)أحمال الانكماش والتمدد :-

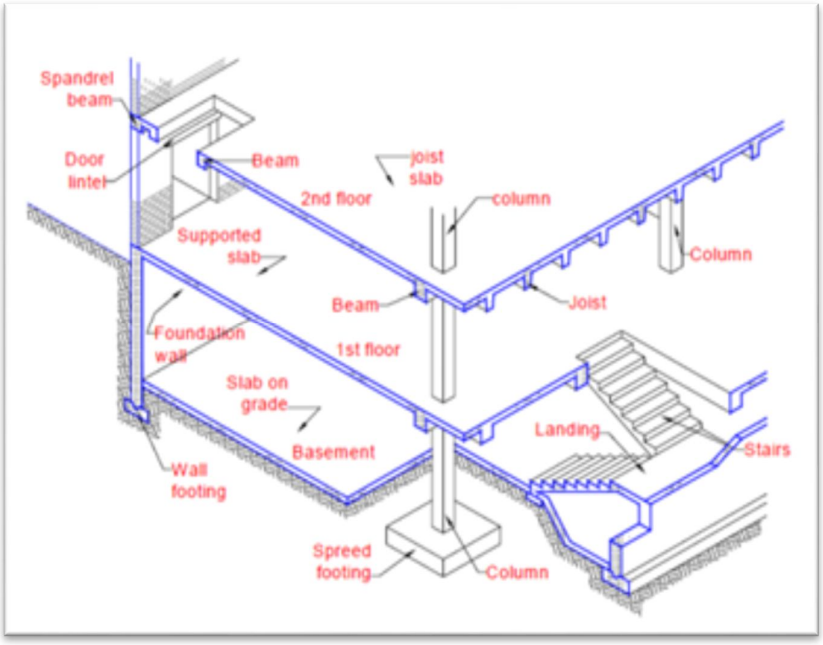
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

(6-3) العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري , ومن أهم هذه العناصر: -

1) الأساسات Foundation .
2) الأعمدة Columns .
3) الجسور Beams .
4) العقدات Slabs .
5) جدران القص Shear walls .
6) الأدراج Stairs .
7) جدران استنادية Retaining Walls .
8) جدران حاملة Bearing Walls .
9) فواصل التمدد Joint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -



الشكل (3 - 4) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

(3-6-1) العقدات (البلاطات) :-

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

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع , وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام , والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة , وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

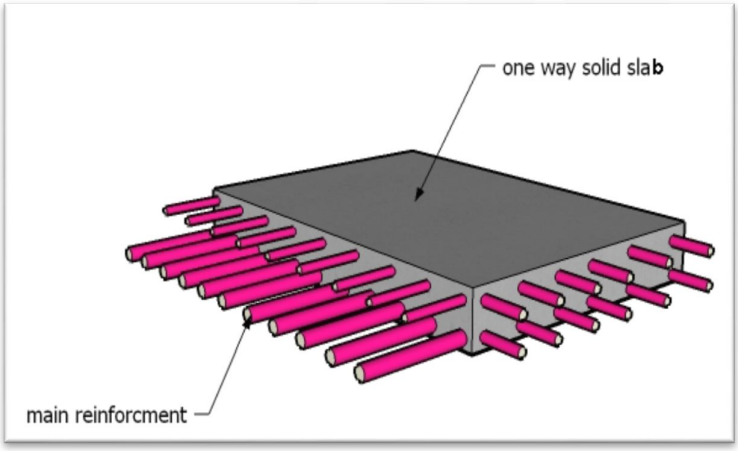
1)العقدات المصمتة solid slabs

2)العقدات المفرغة(المعصبة) Ribbed Slabs .

(3- 6-1- 1) العقدات المصمتة Solid Slabs :-

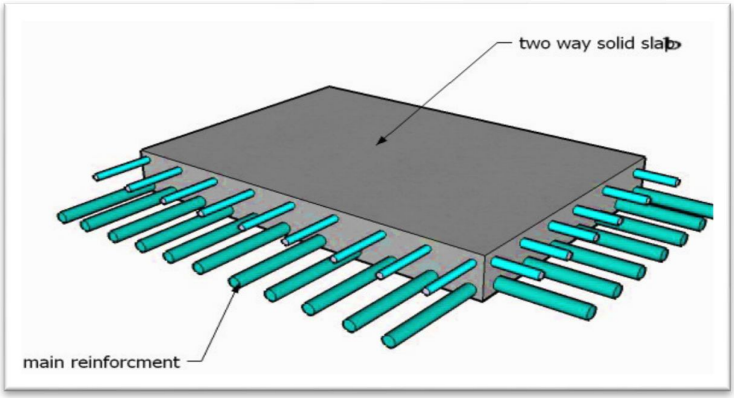
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

1) العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (3- 5) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

2) العقدات المصمتة في اتجاهين Tow-Way Solid Slabs .



الشكل (3 - 6) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج وكذلك في مطالع الدرج .

(3-6-1- 2) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

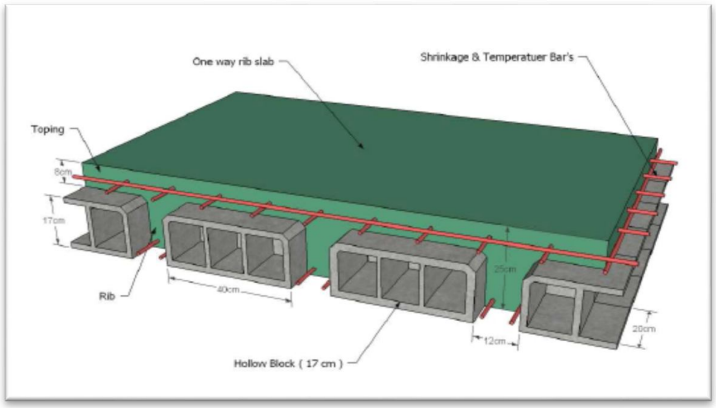
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد One Way Ribbed Slabs .

2) العقدات المفرغة في اتجاهين Tow Way Ribbed Slabs .

(3-6-1- 2 -1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs):-

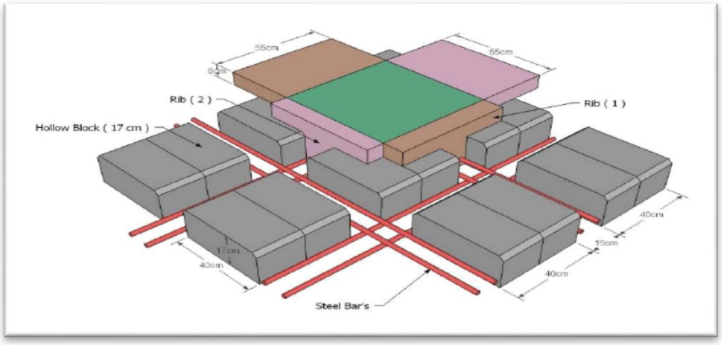
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة, وتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع, وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (3- 7) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

(3- 6-1- 2 - 2)العقدات المفرغة في اتجاهين (Tow Way Ribbed Slabs) :-

ان العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة.



الشكل (3 – 8) عقدات مفرغة في اتجاهين .

(3-6-2)الجسور :-

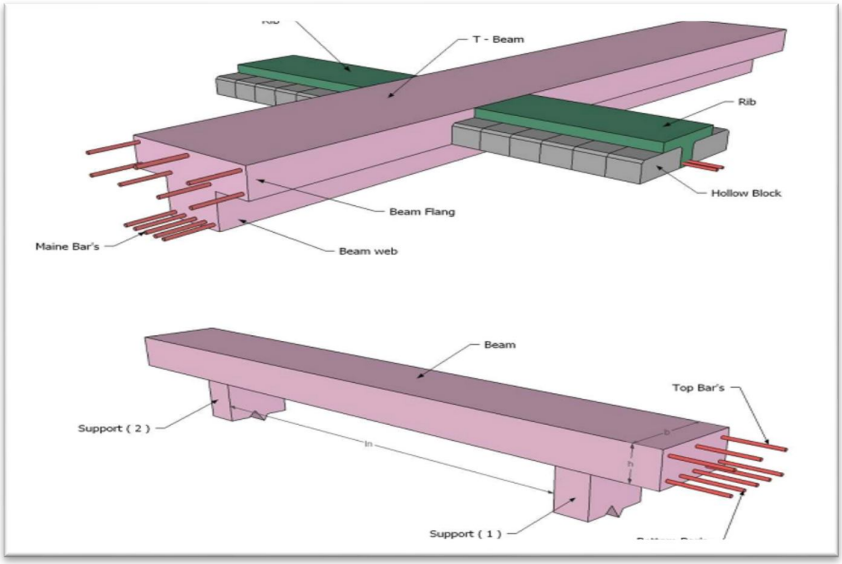
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة , وهي نوعان , خرسانية ومعدنية , اما الخرسانية فهي:-

1) الجسور المسحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2) الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section , L –section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ,فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (3- 9) أشكال الجسور .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

1) توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
2) توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
3) تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
4) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
5) تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames). بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

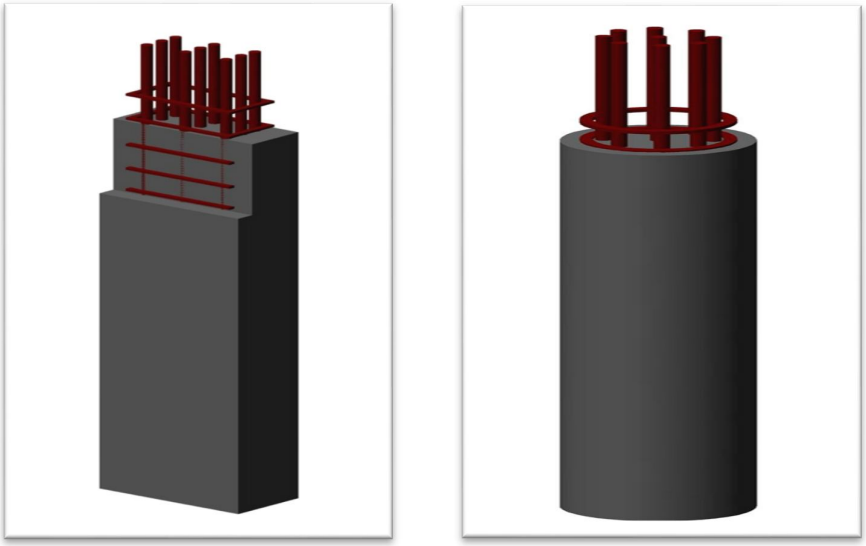
(3-6-3)الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين:

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

وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول , فهناك الأعمدة الطويلة , بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة , ومن حيث طبيعتها, ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل, ويبين الشكل (3- 10) عدد من مقاطع الأعمدة



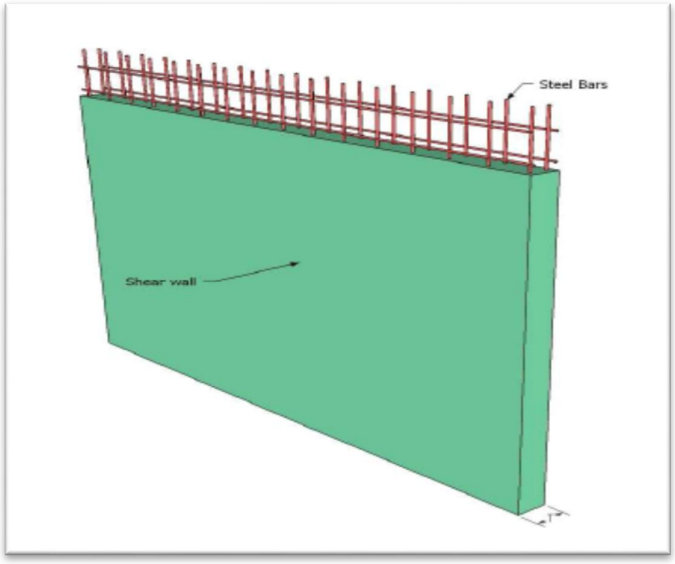
الشكل (3 – 10) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

(3-6-4)جدران القص (Shear Wall) :-

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

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

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



الشكل (3 - 11) جدار القص

(3-6-5) فواصل التمدد :-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط،وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

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

1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4) (28m) في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

(3-6-6)الأساسات :-

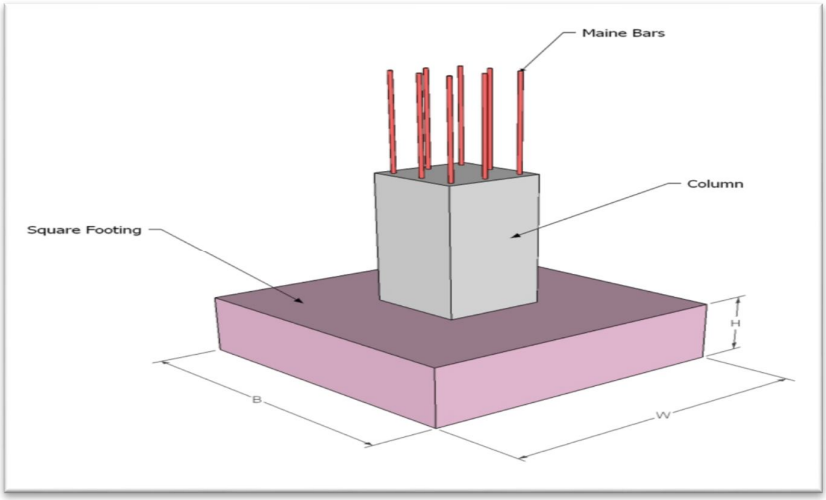
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض , ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

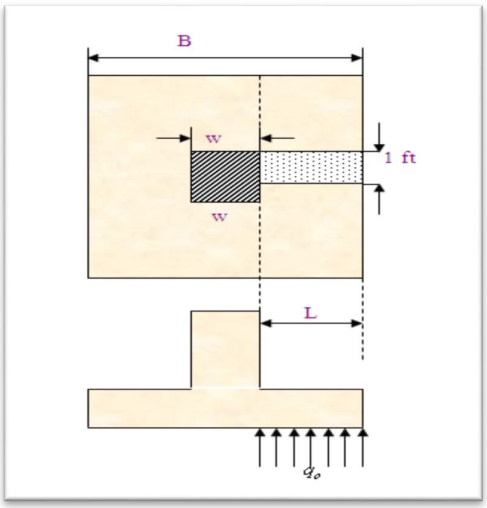
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون اساسات لقواعد شريطية,أو اساسات لقواعد منفصلة,أو اساسات لبشة او حصيرة.

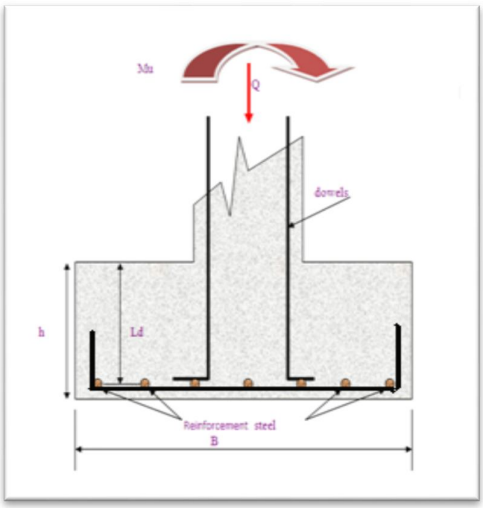
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (3- 12) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل رقم (3-14) مقطع طولي في الأساس



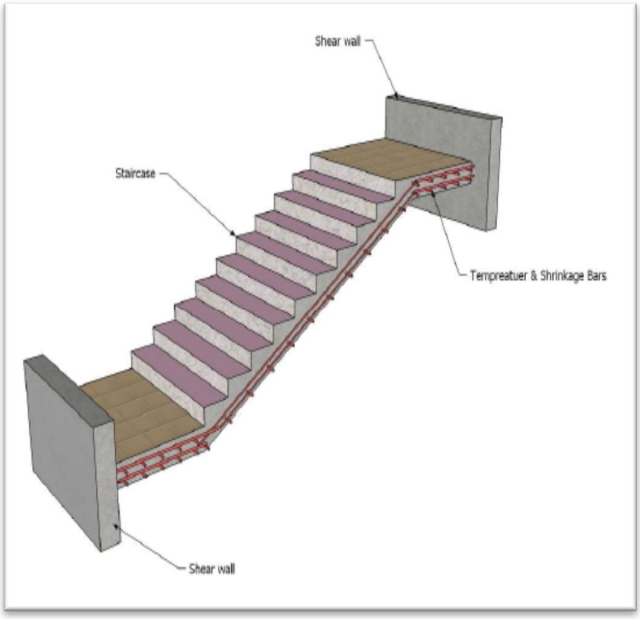
الشكل(3-14)توزيع الحديد بالأساس

في الشكلين (3 - 13)، (3- 14) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

(3-6-7)الأدراج :

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي .

والشكل (3- 15) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3 - 15) مقطع توضيحي في الدرج .

(3-6-8)الجدران الإستنادية :-

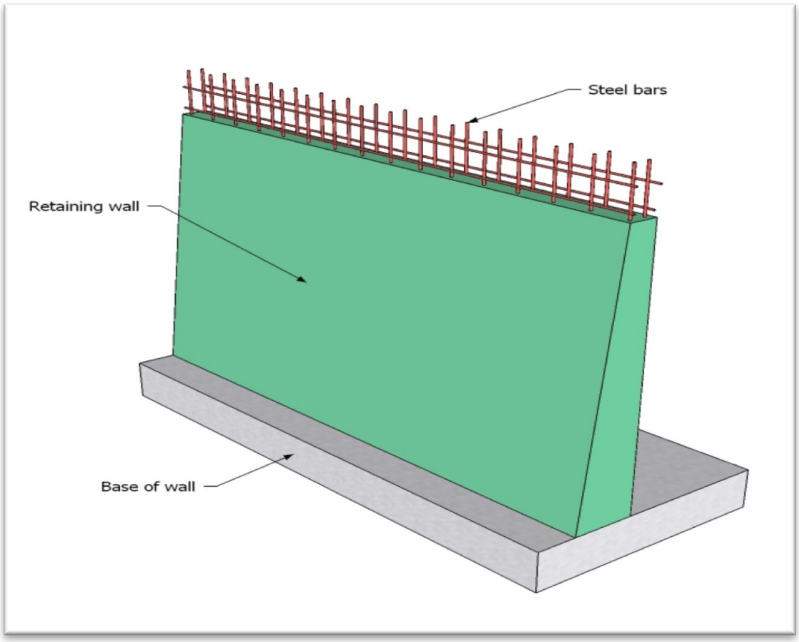
تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .

الجدران الكابولية (cantilever walls) .

جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (3 - 16) جدار استنادي

(3-7)البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

1) Autocad 2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
2) Atir : للتصميم الإنشائي.
3) Etabs
4) Safe

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

4-1 Introduction.

4-2 factored load.

4-3 Slabs thickness calculation

4-4load calculations.

4-5 design of topping.

4-6 design of rib (GF-R12).

4-7 design of beam (GF-B3)

4-8 design of two way ribbed slab(2F-R39)

4-9 Design of Column (C18A)

4-10 Design of Stairs (ST1A)

4-11 Design of footing (F 14)

4-12 Design of shear wall (SWC51)

4-13 Design of strip (SWC4)

4-14 Design of Basement wall

4-15Truss design

(4.1)Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are Two types of slabs: One way solid slab, one way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and Etabs,Safe,And programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-08code.

NOTE:

$fc' = 30\,N/mm^2\,(MPa)$ **For circular section but for rectangular**

$(fc' = 30 * .8 = 24MPa)$.

(4 .2) Factored loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$qu = 1.2D.L + 1.6L.L\ .$$

(4.3) Slabs thickness calculation:

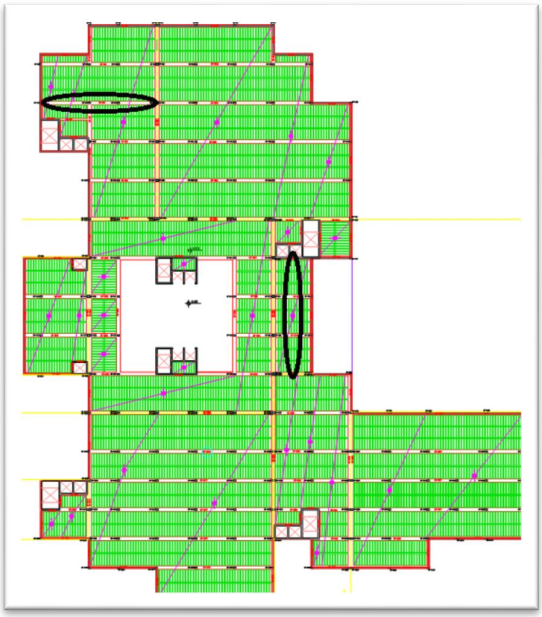


Figure (4-1): Ground Floor Slab.

(4.3.1) Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressedbeams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 =8 /18.5 = 0.433m =43.3cm

Note: We solved this deflection by reinforecement.

The maximum span length for both end continuous (for ribs):

h_{min} for both-end continuous = L/21

= 8/21 = 0.381m =38.1cm

Select Slab thickness **h= 40cm** with block 32 cm & Topping 8cm

(4.3.2) Determination of Thickness for Two Way Ribbed Slab:

IB59=$\frac{bh^3}{12}=\frac{65(40)^3}{12}=346667cm^4$

Ib90=$\frac{bh^3}{12}=\frac{55(40)^3}{12}=293333cm^4$

Ib116=$\frac{bh^3}{12}=\frac{80(40)^3}{12}=426667cm^4$

Yc=$\frac{54*8*4+32*14*24}{54*8+32*14}$=14.18cm

$$Irib=\frac{54(14.18)^3}{3}-\frac{40(6.18)^3}{3}+\frac{14(25.82)^3}{3}=128504.2cm$$

⇨ For exterior beam:

Long direction

$$Is=\frac{128504.2*(720/2+55)}{54}=987578.6cm$$

Short direction

$$Is=\frac{128504.2*(700/2+65)}{54}=987578.6cm$$

⇨ For interior beam:

Short direction

$$Is=\frac{128504.2*(720/2+720/2+80)}{54}=1903765.9cm$$

$$\alpha_{f1}=\frac{Ib}{Is}=\frac{346667}{987578.6}=0.351$$

$$\alpha_{f2}=\frac{Ib}{Is}=\frac{346667}{987578.6}=0.351$$

$$\alpha_{f3} = \frac{Ib}{Is} = \frac{293333}{987578.6} = 0.297$$

$$\alpha_{f4} = \frac{Ib}{Is} = \frac{426667}{1903765.9} = 0.224$$

$$\alpha_{fm} = \frac{0.351 + 0.351 + 0.297 + 0.224}{4} = 0.306$$

$$0.2 < \alpha < 2 \Longrightarrow 0.2 < 0.306 < 2$$

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\beta(\alpha - 0.2)}$$ ***ACI-318-02 (Eq: 9-1)***

$$\beta = \frac{L_{long}}{L_{short}} = \frac{7.2}{7} = 1.03$$

$$h_m = \frac{7200 * (0.8 + 420/1400)}{36 + 5 * 1.03(0.306 - 0.2)} = 21.7cm < 40cm.....ok$$

We select the two way ribbed slab Thickness = 40 cm

(4.4)Load Calculations:

(4.4.1) One way ribbed slab:

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

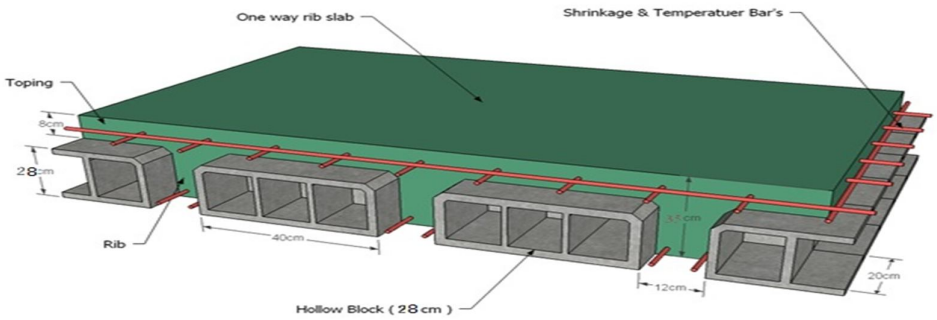


Fig. (4-2) One way rib slab

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

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of Rib	Calculation		
1	Rib	0.14*0.32*25= 1.12KN/m		
2	Top Slab	0.08*0.54*25 = 1.08 KN/m.		
3	Plaster	0.02*0.54*22 = 0.23 KN/m.		
4	Block	0.4*0.32*12.5 = 1.28 KN/m		
5	Sand Fill	0.07*0.54*17= 0.64 KN/m		
6	Tile	0.03*0.54*24 = 0.38 KN/m		
7	Mortar	0.02*0.54*22 = 0.23 KN/m.		
8	partition	2.30*0.54 =1.28 KN/m		
			6.22	KN/m

Table(4-1)

Nominal Total Dead load = 6.22 KN/m of rib
Nominal Total live load =5*0.54=2.7KN/m of rib

(4.4.2) Two-way ribbed slab :

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

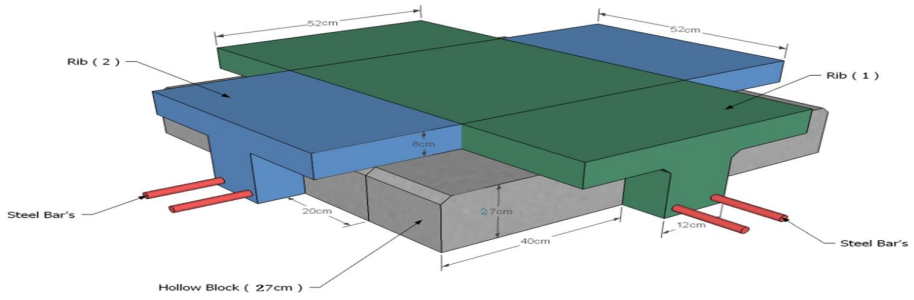


Fig. (4-3) Two way ribbed slab

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

Dead load:

Tiles	**0.03*0.54*0.54*24**	**0.21 KN**
Mortar	**0.02*0.54*0.54*22**	**0.128 KN**
Coarse Sand fill	**0.07*0.54*0.54*17**	**0.347 KN**
Topping	**0.08*0.54*0.54*25**	**0.583 KN**
Concrete Rib	**0.32*0.14*(0.54+0.4)*25**	**1.053KN**
Block	**0.32*0.4*0.4*12.5**	**0.512KN**
Plaster	**0.02*0.54*0.54*22**	**0.128 KN**
partition	**2.30*0.54*0.54**	**0.671 KN**

Table (4–2) Calculation of the total dead load for two way rib slab.

Nominal Total Dead Load = 3.632KN

DL=3.632/0.54*0.54 =12.46 kN/m^2

WuD=1.2×12.46=14.95 kN/m^2

WuL =1.6 × 5 = 8.00 kN/m^2

Wu=14.95+8.00= 22.95 kN/m^2

(4.5)Design of Topping:

Dead load of topping

Tiles 0.03 * 24=0.72 KN/m^2

Mortar 0.02 * 22=0.44 KN/m^2

Sand0.07 * 17=1.19KN/m^2

Slab 0.08 * 25=2 KN/m^2

Partitions 1.00 * 2.30= 2.30 KN/m^2.

Dead Load = 6.65 KN/m^2. (for Stores)

Live Load = 5 KN/m^2. (for Stores)

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

=1.2 * 6.65 + 1.6 * 5 = 15.98 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{15.98 * 0.4^2}{12} = 0.213\ KN.m$$

$M_n = f_r * S$

$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.195\ KN.m$

$\phi M_n = 0.55 * 2.19 = 1.207\ KN.m$

$\phi M_n = 1.2\ KN.m > M_u = 0.2146\ KN.m$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$\rho = 0.0018$

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

0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50} = 2.88 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{2.88}$ = 0.347m = 347 mm.

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c \leq 380\ (\frac{280}{fs})$

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420})$

= 330 mm. $\leq$ 380mm.

$\leq 3 * h = 3 * 80 = 240$ mm……..controlled.

$\leq$ 450 mm.

∴Use Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions.

(4.6)Design of Rib (GF-R1)

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

b =14cm bf=54 cm

h =40cm Tf=8 cm

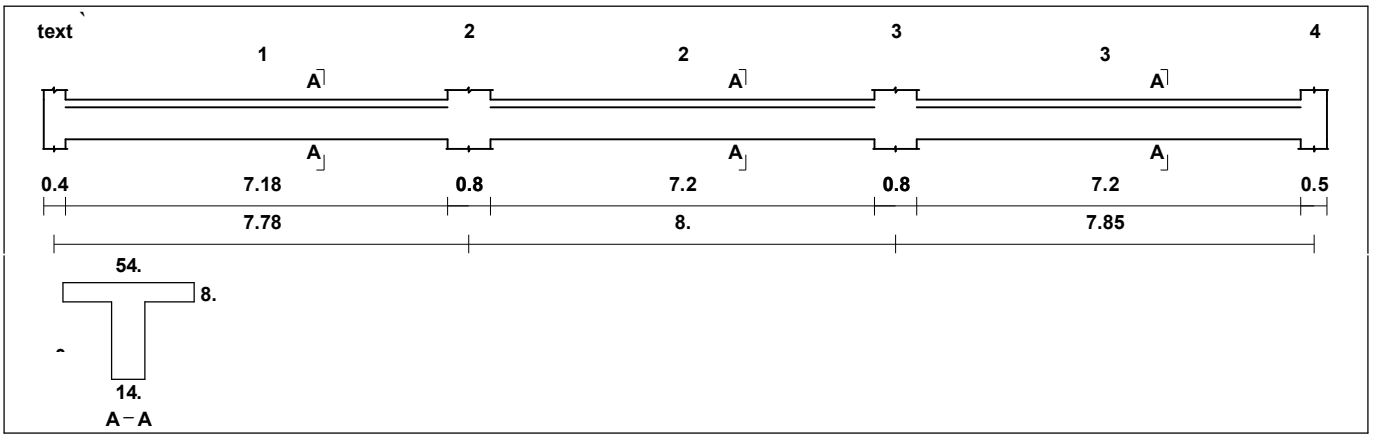
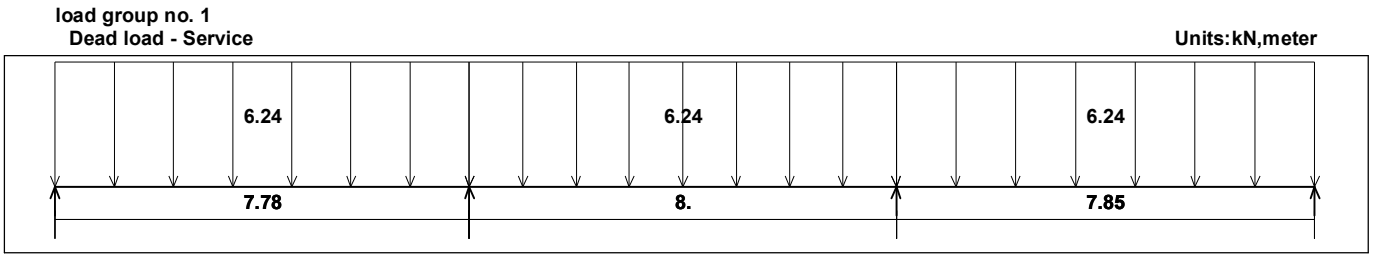


Figure (4-4): Rib geometry.



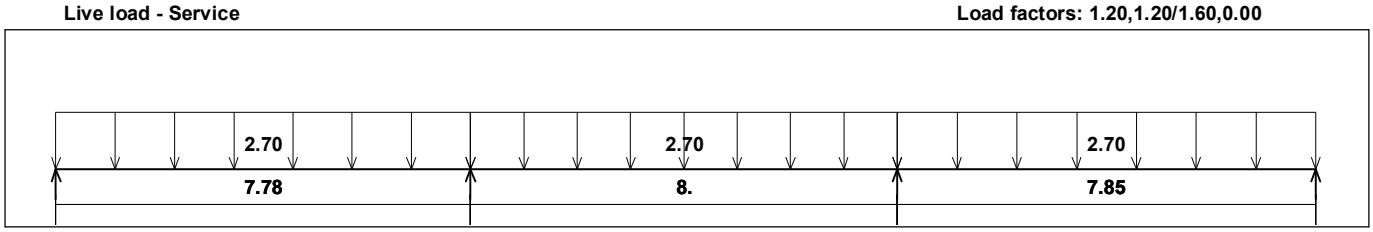


Figure (4-5) : loading of Rib (GF-R

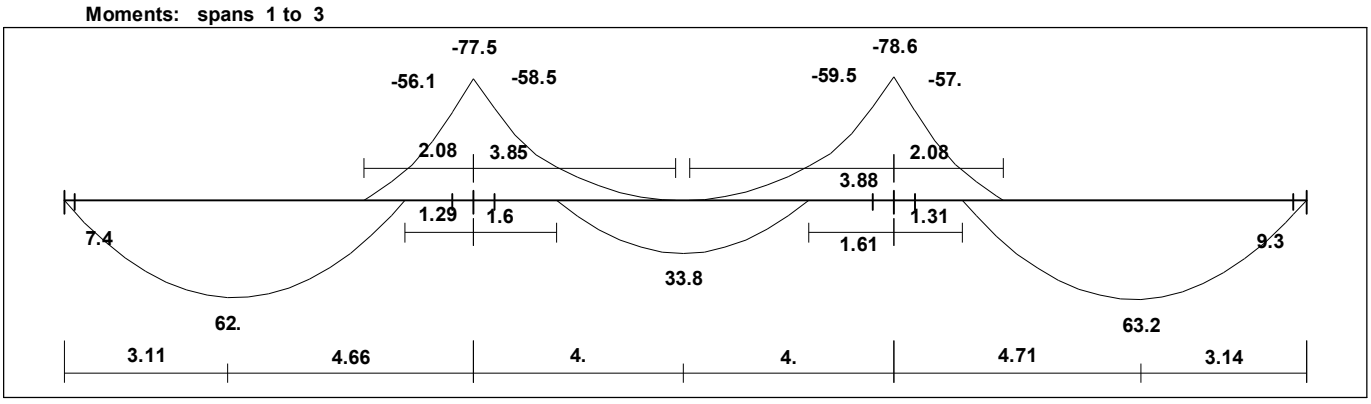


Figure (4-6) : Moment Envelop of rib (GF-R1)

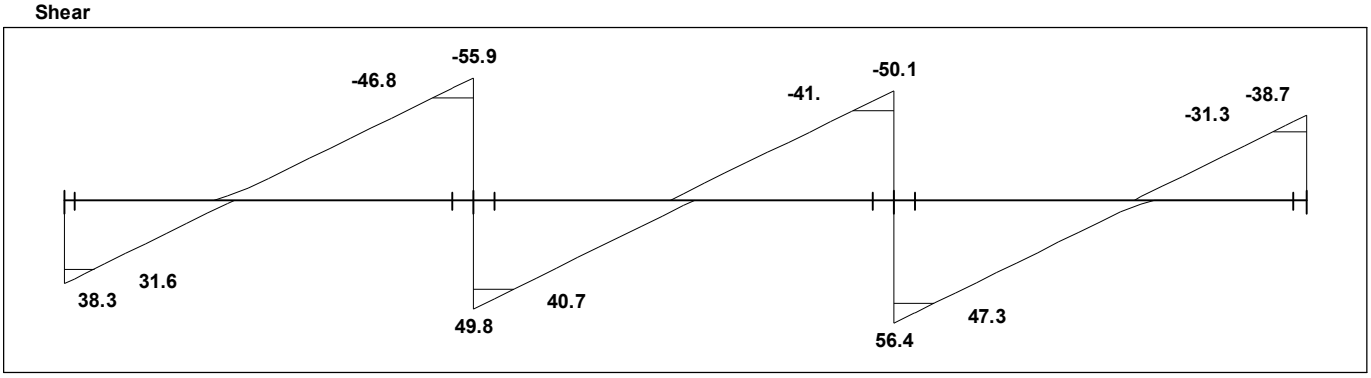


Figure (4-7) : Shear Envelop of rib (GF-R1)

(4.6.1) Design of flexure of rib(GF-R1):-

(4.6.1.1) Design of Negative moment of rib (GF-R1):

1) Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ **=59.5KN.m.**

Mn = Mu /ϕ = 59.5/ 0.9 = 66.11 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{66.11*10^{-3}}{0.14*(0.366)^2} = 3.53$ MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.53*20.6}{420}}\right) = 0.0092945.$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00929 * 140 * 366 = 476.250mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 366 \;\geq\; \frac{1.4}{420} * 140 * 366$

= 149.4 mm^2<170.8mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 170.8 mm^2< As_{req} = 476.250mm^2.

∴ As = 476.250mm^2.

2 Φ18=508.9 mm^2> As_{req} = 476.25mm^2 . OK.

∴ Use 2 Φ18

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

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a$

508.9* 420 = 0.85 * 24 * 140 * a

a = 74.84 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{74.8}{0.85}$80.05 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{366-80.05}{80.5} * 0.003 = 0.0106 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

2) Negative Moment $Mu^{(-)}$**= 58.5KN.m.**

Mn = Mu /ϕ58.5/ 0.9 = 65 KN.m

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{65*10^{-3}}{0.14*(0.366)^2}$ =3.466 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.46*20.6}{420}}\right)$= 0.0091065.

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.009106 * 140 * 366 = 466.617 mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 366 \;\geq\; \frac{1.4}{420} * 140 * 366$

= 149.4 mm^2<170.8 mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min}466.6mm^2< As_{req} = 466.617mm^2.

∴ As = 466.617 mm^2.

2 Φ18 = 508.9 mm^2> As_{req}466.617 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 10}$ = 78.5 mm^2.

∴ Use 2 Φ18

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

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a$

508.9* 420 = 0.85 * 24 * 140 * a

a = 74.84 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{74.8}{0.85}$ 80.05 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{366-80.05}{80.5} * 0.003 = 0.0106 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

(4..6.1.2) Design of Positive moment of rib (GF-R1)

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

$= 400 - 20 - 8 - \frac{18}{2} = 363$ mm.

→$M_{u\,max}$ = 63.2KN.m

$b_E \leq$ Distance center to center between ribs = 540 mm…… Controlled.

$\leq$ Span/4 = 5050/4 = 1262.5 mm.

$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 140 = 1420$ mm.

→**b_E = 540 mm.**

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

$$= 0.85 * 24 * 0.54 * 0.08 * \left(0.363 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 284.65\ KN.m$$

$\phi M_{nf} = 0.9 * 284.65 = 256.18$ KN.m

→ϕM_{nf} =256.18 KN.m > $M_{u\,max}$= 63.2 KN.m.

∴ Design as rectangular section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 63.2KN.m

Mn = Mu / ϕ = 63.2/ 0.9 = 70.22KN.m.

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

$$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{70.22*10^{-3}}{0.54*(0.363)^2} = 0.9868 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.98685*20.6}{420}}\right) = 0.00240944.$$

→$A_s = \rho * b_E * d = 0.002409 * 540 * 363 = 472.298$ mm^2.

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 363 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 363$$

=148.19 mm^2<169.4mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 169.4mm^2< As_{req} = 472.298 mm^2.

∴ As = 472.298 mm^2.

2 Φ18 = 508.94 mm^2> As_{req} = 472.298 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm^2.

∴ Use 2 Φ18

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

508.94 * 420 = 0.85 * 24 * 540 * a

a = 19.4 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.4}{0.85}$ = 22.82 mm * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{363-22.82}{22.82}$ * 0.003 = 0.0447> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

2) Positive moment $Mu^{(+)}$ **62KN.m.**

Mn = Mu / ϕ = 62.2 / 0.9 = 69.11 KN.m.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{69.11*10^{-3}}{0.54*(0.363)^2}$ = 0.9766 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.9766*20.6}{420}}\right)$= 0.00238.

→A_s = ρ * b_E *d 0.00238 * 540 *363 =467.266 mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 363 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 363$

=148.19 mm^2< 169.4mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 169.4mm^2< As_{req} =467.266mm^2.

∴ As =467.266 mm^2.

2 Φ18 = 508.9 mm^2> As_{req}467.266 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm^2.

∴ Use 2 Φ18

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

508.9 * 420 = 0.85 * 24 * 540 * a

a = 19.4mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.4}{0.85}$ = 22.83 mm * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{363-22.83}{22.83}$ * 0.003 = 0.045> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 2 Φ18

3) Positive moment $Mu^{(+)}$ = 33.8KN.m

Mn = Mu / ϕ = 33.8/ 0.9 = 37.556 KN.m.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{37.556*10^{-3}}{0.54*((0.363)^2}$ = 0.53072 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.53072*20.6}{420}}\right)$= 0.00128.

→$A_s = \rho$ * b_E *d 0.00128 * 540 *363 = 251mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 363 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 363$

=148.19 mm^2< 169.4mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 169.4 mm^2< As_{req} = 251mm^2.

∴ As = 251 mm^2.

2 Φ14 = 307.88 mm^2> As_{req} = 251 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 14}$ = 153.94 mm^2.

∴ Use 2 Φ14

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

307.88 * 420 = 0.85 * 24 * 540 * a

a = 11.74 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.74}{0.85}$ = 13.81 mm * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{363-13.81}{13.81}$ * 0.003 = 0.0758> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 2 Φ14

(4.6.2)Design of shear of rib (GF-R1)

1) Vu = 47.3 KN.

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.14 * 0.363 *10^3 = 31.121KN.

1.1* ϕ V_c = 1.1 * 31.121= 34.233KN.

→Check for Cases:-

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

47.3 ≤ $\frac{34.121}{2}$= 17.116…....Not satisfy

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2}$< $V_u \leq \phi V_c$

17.116 ≤ 47.3≤ 34.233……Not satisfy

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

Provide minimum shear reinforcement

$V_{s,min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 0.14 * 0.363 * 10^3 = 15.56$ KN.

$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.14 * 0.363 * 10^3 = 16.94$ KN…….Control.

$\phi V_c = 34.233$ KN $< V_u = 47.3$ KN $\leq \phi(V_c + V_{s,min}) = 46.94$ KN……Not satisfy

4- CaseIV :$\phi(V_c + V_{s,min}) < V_u \leq \phi(V_c + V_s')$

$V_s' = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.140 * 0.363 * 10^3 = 41.49$KN

$\phi(Vc+Vs,min) = 46.94$KN $< Vu = 47.3$ KN $\leq \phi(Vc+Vs') = 65.35$KN……satisfy

∴Case (IV) is satisfy → shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ10 for stirrups $A_{v,2\phi10} = 2*50.26 = 100.52.1 mm^2$

$$s = \frac{Av * fyt * d}{Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc} = \frac{100 * 420 * 363}{\frac{47.3}{0.9} - \frac{34.233}{0.9}} * 10^{-3} = 1050.1\ mm$$

$S \leq \frac{d}{2} = \frac{363}{2} = 181.5$ mm.

$\leq$ 600 mm.

∴ Use 2 Leg Φ8 @ 15 Cm C/C

2) Vu = 46.8 KN.

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.14 * 0.363 * 10^3 = 31.121$ KN.

$1.1 * \phi V_c = 31.121 * 21.02 = 34.233$ KN.

→Check for Cases:-

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$46.8 \leq \frac{34.233}{2} = 17.12$…....Not satisfy

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

17.12 ≤ 46.8≤ 34.233 …….Not satisfy

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

∴ Use 2 Leg Φ8 @ 15cm C/C

(4.7) Design of Beam (GF-B3):

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Section :-

B =80

h =70cm

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

=1010/18.5 = 54.59cm.

h_{min} for both-end continuous = L/21

=600/21 = 28.57cm.

The controller beam total depth is 37.3 cm.

→Select Total depth of beam **h= 70cm. (drop beam).**

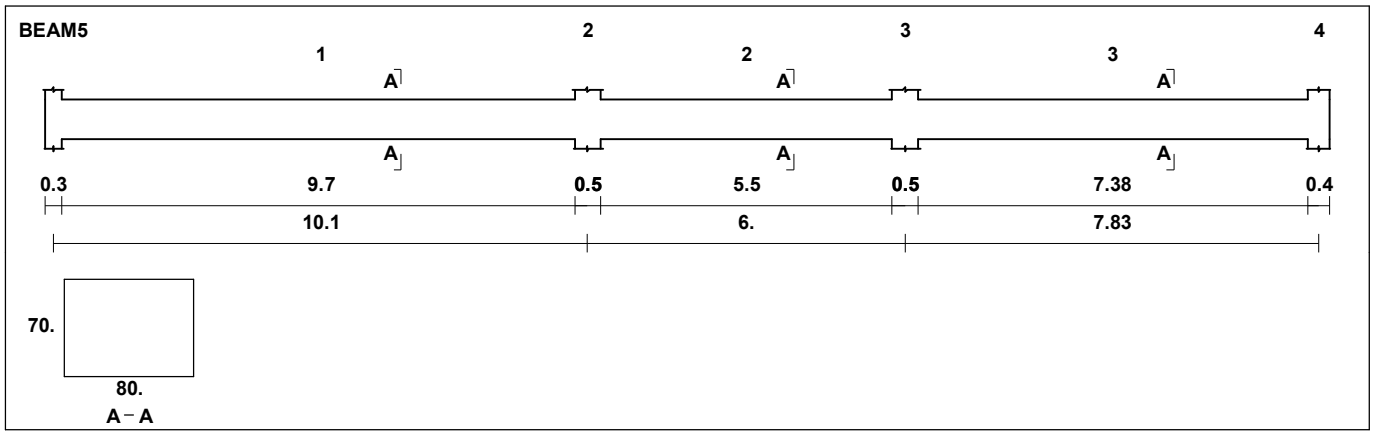
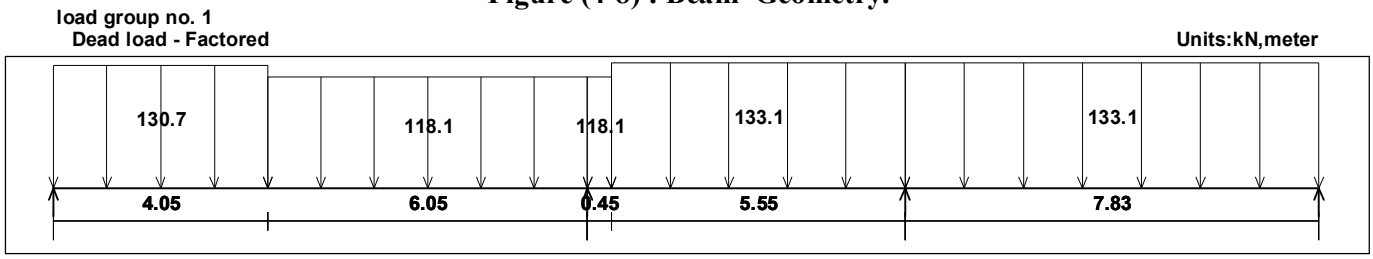


Figure (4-8) : Beam Geometry.



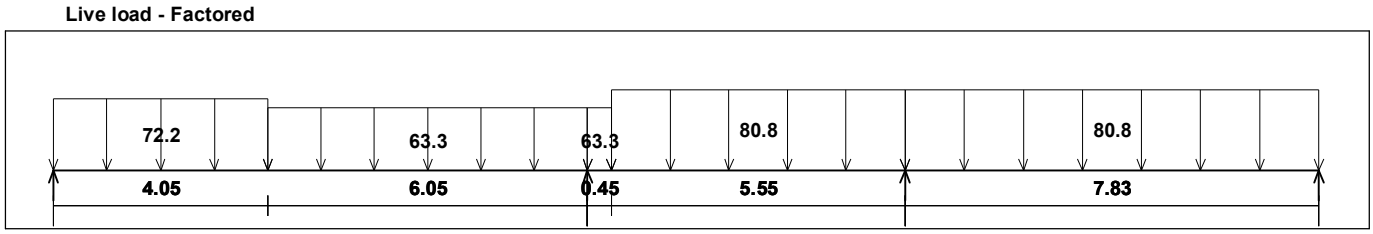


Figure (4-9) : Load of Beam (GF-B3)

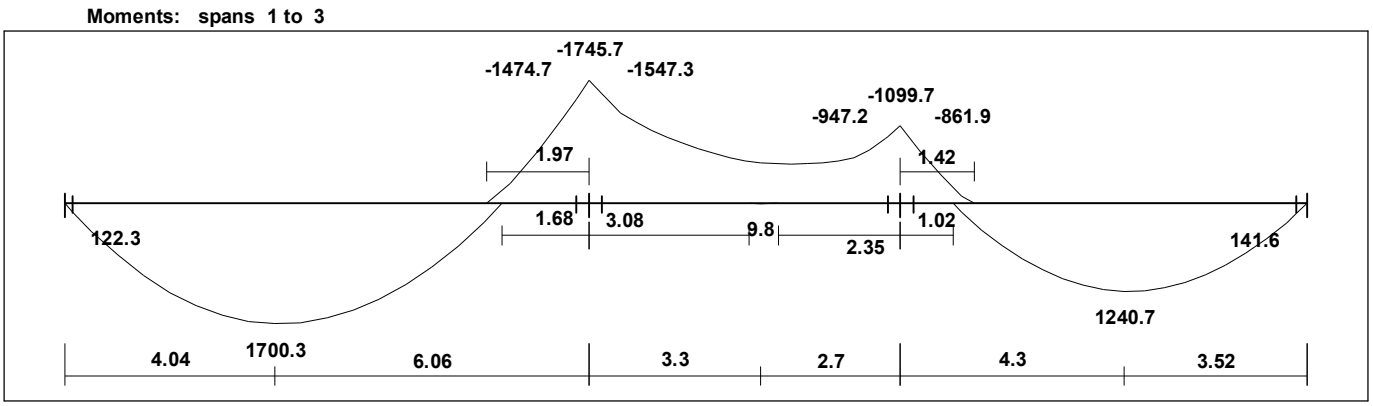


Figure (4-10) : Moment Envelop for Beam (GF-B3)

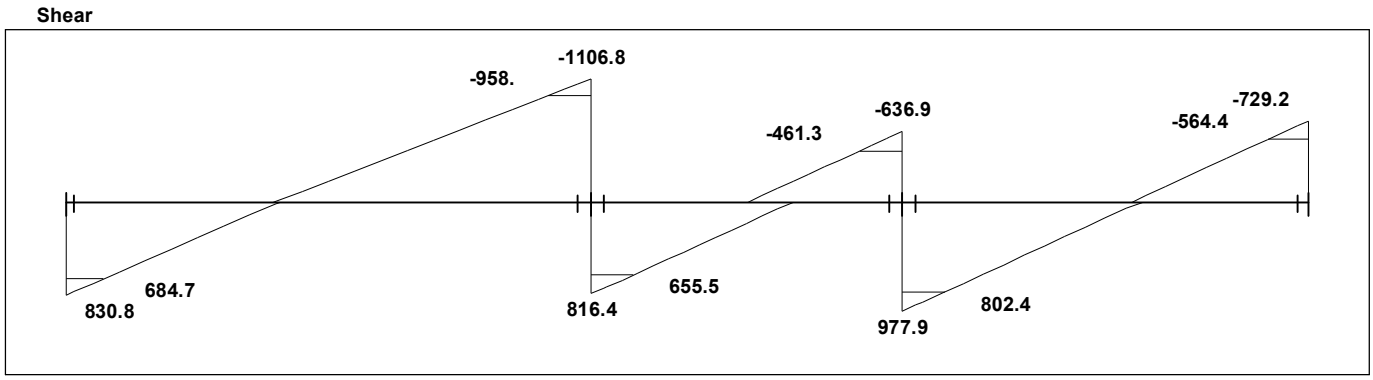


Figure (4-11) : Shear Envelop for Beam.

4.7.1 Design of flexure:-

4.7.1.1 Design of Positive moment:-

→Mu_{max} = 1700.3 KN.m .

b_w = 80 Cm. , h = 75 Cm.

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

= 700 – 40 –10 –25–$\frac{25}{2}$= 612.5 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 612.5 = 262.5$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 262.5 = 223.125$mm. *Note: $f_c' = 24$ MPa < 28 MPa→$\beta_1 = 0.85$

$Mn_{max} = 0.85 * f_c' * b * a * (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 * 24 * 223.125 * 800 * (612.5 - \frac{223.125}{2}) * 10^{-6}$

= 1824.114 KN.m .

ϕ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.816

→ϕMn_{max} = 0.82 * 1824.114= 1495.773 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow$ ϕ = 0.82

→ϕMn_{max} = 1495.773KN.m < Mu = 1700.3 KN.m .

∴Doubly reinforced concrete section.

1) **Maximum positive moment** $Mu^{(+)}$ = 1700.3**KN.m .**

ϕMn_{max} = 1495.773 KN.m < Mu = 1700.3 KN.m → Doubly reinforced concrete section

Mns = Mu /ϕ-Mnc= (1700.3/ 0.82)-1824.114 = 249.423 KN.m .

Mns=Cs (d-d′) = As′(fs′-0.85fc′)(d-d′)

d′ = cover + diameter of stirrups + (diameter of bar/ 2)

= 40 +10+ $\frac{20}{2}$= 60 mm.

$fs' = 600(\frac{c-d'}{c}) = 600(\frac{262.5-60}{262.5}) = 462.857 > fy = 420$ Mpa

Compression steel is yielded. Take $fs' = fy = 420$ Mpa

$$As' = \frac{Mns}{(fy - 0.85fc')(d - d')}$$

$As' = \frac{249.423 * 10^6}{(420-0.85.24)(612.5-60)} = 1129.74\ mm^2$

$$As = \frac{T}{fy}$$

T = Cs + Cs = 0.85 fc′ab + As′(fy – 0.85fc′)

=[0. 85 * 24 *223.125* 800 +1129.74*(420-0.85*24)]*10^{-3} =4092.844 KN

$$As = \frac{T}{fy} = \frac{4092.844 * 10^3}{420} = 9744.86\ mm2$$

Use 21Φ25 in two layers As =10308.35 mm2 > As,req = 9744.86 **mm2**ok

Use 8Φ14in one layer As′ =1231.5 mm2 > As,req = 1129.74 **mm2**ok

$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{\mathbf{10308.35}}{800*612.5} = 0.02.$

$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{\mathbf{1231.5}}{800*612.5} = 0.0025133.$

$\rho cy = \frac{\mathbf{0.85*fc'}*d'}{d*\mathrm{fy}} \beta_1 \left(\frac{\mathbf{600}}{600-fy}\right) + \rho'$

$\rho cy = \frac{\mathbf{0.85*24*60}}{612.5*420} 0.85 \left(\frac{\mathbf{600}}{600-420}\right) + 0.0025133 = 0.0159943$

ρ =0.020>$\rho cy = 0.0159943$

Compression steel is yielded ($\varepsilon'_s > \varepsilon_{y)}$

→ **Check for strain:- ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a +As' (fy -0.85f'_c)

10308.35 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a + 1231.5 (420-0.85*24)

a = 235.135 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{235.135}{0.85} = 276.629$mm.. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

d_t = d+ $\frac{\mathbf{s}}{2} + \frac{d_b}{2}$

= 612.5+ $\frac{\mathbf{25}}{2} + \frac{25}{2}$ =637.5mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{637.5-276.62}{276.62} * 0.003 = 0.003914 < 0.005$ ∴ϕ<0.9.

Φ=0.65+(0.003914-0.002)* $\frac{\mathbf{250}}{3}$= 0.8095

Mn= 0.85*fc′*a*b*(d-$\frac{\mathbf{a}}{2}$) + As'(fs′-0.85*fc′(d-d′)

= [0.85*24*235.135*800*(612.5-$\frac{235.135}{2}$) + 1231.5(420-0.85*24(612.5-60)]*10^{-6}=2148.678

Φ Mn= 0.8095*2148.678 KN.M = 1739.17 >Mu=1700.3 KN.M . OK

2)Positive moment $Mu^{(+)}$ = 1240.7KN.m.

ϕMn_{max} = 1495. KN.m > Mu = 1240.7 KN.m → Singly reinforced concrete section.

Mn = Mu /ϕ= 1240.7/ 0.9 = 1378.5556 KN.m .

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{1378.5556*10^{-3}}{0.8*(0.6125)^2} = 4.5933$ MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.5933*20.6}{420}}\right) = 0.0125617.$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0125617 * 800 * 612.5 = 6155.2532$ mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 612.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 612.5$

= 1428.869 mm^2<1633.333 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 1633.333 mm^2< As_{req} = 6155.2532 mm^2.

∴ As = 6155.2532 mm^2.

0f Φ20 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{6155.2532}{314.16}$ = 19.59 → # of bars = 20 bars.

∴ Use 20 Φ 20 → As = 20* 314.16 = 6283.185 mm^2> As_{req} = 6155.25 mm^2 .

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

6283.185 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 161.6996 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{161.6996}{0.85}$ = 190.235mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

d_t = d+ $\frac{\mathbf{s}}{2} + \frac{d_b}{2}$

= 617.5+ $\frac{\mathbf{25}}{2} + \frac{20}{2}$=640 mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{640-190.235}{190.235}$ * 0.003 = 0.0071> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 20Φ20

3) Positive moment $Mu^{(+)}$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 612.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 612.5$

= 1428.869 mm^2< 1633.333 mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min} = 1633.333 mm^2> As_{min} = 1428.869 mm^2

.→A_s =1633.333 mm^2……. control

→As_{min} = 1184 mm^2> As_{req} = 564.77 mm^2.

∴ As = 1184 mm^2.

0f Φ14 = $\frac{As_{\min}}{A_{bar}} = \frac{1633.333}{153.9}$ = 10.61 → # of bars = 11 bars.

∴ Use 11Φ14 → As = 11 * 153.9 = 1693.32 mm^2> As_{req} = 1633.33 **mm^2 .**

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

1693.32 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 43.58 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.58}{0.85}$ = 51.27 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{637.5-51.27}{51.27}$ * 0.003 = 0.034> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 11Φ14

4.7.1.2 Design of negative moment:-

***Max. Negative moment** $Mu^{(-)}$ = 1547.3**KN.m .**

ϕMn_{max} = 1495.773 KN.m< Mu = 1547.3KN.m → Doubly reinforced concrete section

Mns = Mu /ϕ-Mnc= (1547.3 / 0.82)-1824.114 = 62.84 KN.m .

Mns=Cs (d-d′) = As′(fs′-0.85fc′)(d-d′)

d′ = cover + diameter of stirrups + (diameter of bar/ 2)

= 40 +10+ $\frac{20}{2}$= 60 mm.

$fs' = 600(\frac{c-d'}{c})$ =$600(\frac{262.5-60}{262.5})$ = 462.857 >fy=420 Mpa

Compression steel is yielded. Take $fs' = fy$= 420 Mpa

$As' = \frac{Mns}{(fy-0.85fc')(d-d')}$

$As' = \frac{62.84 * 10^6}{(420-0.85.24)(612.5-60)}$= 284.63 mm^2

$As = \frac{T}{fy}$

T = Cc + Cs = 0.85 fc′ab + As′(fy – 0.85fc′)

=[0. 85 * 24 *223.125* 800 +284.63 *(420-0.85*24)]*10^{-3} =3755.138KN

$$As = \frac{T}{fy} = \frac{3755.138 * 10^3}{420} = 8940.81 \text{ mm2}$$

Use 19Φ25 in two layers As =9326.6**mm2 > As,req =** 8940.81 **mm2** ok

Use 4Φ12 in one layer As′ =452.38 **mm2 >As,req** 284.63 **mm2**ok

$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{9326.6}{800*612.5} = 0.019.$

$\rho' = \frac{As\prime}{bd} = \frac{452.38}{800*612.5} = 0.000923.$

$\rho cy = \frac{\mathbf{0.85*fc'*d'}}{d*\text{fy}} \beta_1 \left(\frac{\mathbf{600}}{600-fy}\right) + \rho'$

$\rho cy = \frac{\mathbf{0.85*24*60}}{612.5*420}\, 0.85 \left(\frac{\mathbf{600}}{600-420}\right) +\ 0.000923 = 0.01348.$

ρ =0.019>$\rho cy = 0.01348$

Compression steel is yielded ($\varepsilon'_s > \varepsilon_y$)

→ **Check for strain:- ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)**

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a +As' (fy -0.85f'_c)

9326.6 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a+ 452.38 (420-0.85*24)

a = 288.946 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{288.946}{0.85} = 339.936$mm.. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

d_t = d+ $\frac{\mathbf{s}}{2} + \frac{d_b}{2}$

= 612.5+ $\frac{\mathbf{25}}{2} + \frac{25}{2}$ =637.5mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{637.5-339.936}{339.936} * 0.003 = 0.00262 < 0.005 \quad \therefore \phi < 0.9.$

$\Phi = 0.65 + (0.00262-0.002) * \frac{250}{3} = 0.70166$

$Mn = 0.85 * fc' * a * b * (d - \frac{a}{2}) + As'(fs' - 0.85 * fc'(d-d')$

$= [0.85*24*288.946*800*(612.5 - \frac{288.946}{2}) + 452.38\,(420 - 0.85*24(612.5-60)\,]*10^{-6} = 2209.478$

$\Phi Mn = 0.7016 * 2209.478 KN.M = 1550.7 > Mu = 1547.3\ KN.M$. OK

negative moment $Mu^{(-)} = 947.2$ **KN.m .**

$\phi Mn_{max} = 758.836\ KN.m < Mu = 484.5\ KN.m \rightarrow$ Singly reinforced concrete section.

$Mn = Mu / \phi = 947.2 / 0.9 = 1052.44 KN.m$.

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

$K_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{1052.44*10^{-3}}{0.8*(0.6125)^2} = 3.507$ MPa.

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.507*20.6}{420}}\right) = 0.009227$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.009227 * 800 * 612.5 = 4521.23\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 612.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 612.5$

$= 1428.86\ mm^2 < 1633.1\ mm^2$ ……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 1633.1\ mm^2 < As_{req} = 4521.23\ mm^2$.

$\therefore As = 4521.23\ mm^2$.

0f $\Phi 20 = \frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{4521.23}{314.16} = 14.39 \rightarrow$ # of bars = 15 bars.

$\therefore$ Use 15Φ20 $\rightarrow$ As = 15 * 314.6 = 4712.4 mm^2 > As_{req} = 4521.3 mm^2 .

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

4712.4 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 121.2 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{121.2}{0.85}$ = 142.59 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{640-142.59}{142.59}$ * 0.003 = 0.0105 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 15Φ20

(4.7.2) Design of shear:-

1) Vu = 958 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 300.062$ KN.

→ **Check For dimensions:-**

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = 300.062 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3)$

$= 300.062 + 1200.25 = 1500.87$ KN > Vu = **958** KN.

∴ Dimension is big enough.

→ **Check For Cases:-**

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$958 \leq \frac{300.062}{2} = 150.01$…....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$150.01 < 958 \leq 300.06$ …….Not satisfy.

3- Case 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 112.52$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 122.5$ KN…….Control.

$\therefore \phi V_{s\,min} = 122.5$KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 300.06 + 122.5 = 422.56$ KN.

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

$300.06 < 958 \leq 422.56$ ……. Not satisfy.

4-Case 4 : $\phi V_c + \phi V_{s\,min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w * d)$

$= 300.06 + 122.5 < 958 \leq 300.06 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3)$

$422.26 < 958 \leq 900.185$……NOT. Satisfy.

5-Case5

$\therefore$Case (5) is satisfy $\rightarrow (\frac{Av}{S}) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

$Vs = (\frac{Vu}{\phi} - Vc)$

$= (\frac{958}{0.75} - 400.08) = 877.25$ KN. *Note: $Vc = \frac{300.06}{0.75} = 400.08$ KN.

Try Φ12(4 Legs) $= 4 * 113.1 = 316$ mm^2 .

$\frac{4*113.1*10^{-6}}{S} = \frac{877.25* 10^{-3}}{(412*0.6125)} \rightarrow$ s = 0.13 m = 130mm …….. control

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{612.5}{2} = 306.25$mm.

≤ 300 mm.

$\therefore$ s = 216 mm < s_{max} = 222 mm Ok.

$\therefore$ Use Φ12 @ 10 Cm C/C.

1) **Vu = 802.4KN .**

$\phi Vc = \phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} * b_w * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 300.062$KN.

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d) = 300.062 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3)$

$= 300.062 + 1200.25 = 1500.87$ KN > Vu = **802.4** KN

∴ Dimension is big enough.

→ **Check For Cases:-**

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$958 \leq \frac{300.062}{2} = 150.01$…....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$150.05 < 802.4 \leq 300.06$ …….Not satisfy.

3- Case 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 112.52$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 122.5$ KN…….Control.

∴$\phi Vs_{min} = 122.5$KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 300.06 + 122.5 = 422.56$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$300.06 < 802.4 \leq 306.3$ ……. Not satisfy.

4-Case 4 : $\phi V_c + \phi Vs_{min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w * d)$

$= 300.06 + 122.5 < 802.4 \leq 300.06 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3)$

$422.26 < 802.4 \leq 900.185$…… satisfy.

∴**Case (4) is satisfy →** $(\frac{Av}{S}) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

$Vs = (\frac{Vu}{\phi} - Vc)$

$= (\frac{802.4}{0.75} - 400.08) = 669.786$ KN. *Note: $Vc = \frac{300.06}{0.75} = 400.08$ KN..

Try Φ12(4 Legs) $= 4 * 113.1 = 316$ mm^2 .

$\frac{4*113.1*10^{-6}}{S} = \frac{669.78 * 10^{-3}}{(412 * 0.6125)} \rightarrow$ s = 0.1704 m =170 mm …….. control

s ≤ $\frac{d}{2} = \frac{612.5}{2}$ = 306.2 mm.

≤ 600 mm.

∴ s = 306.2 mm > s_{max} = 170 mm S=170…….control

∴ Use Φ12 4legs @ 15 Cm C/C.

3) Vu = 816.4 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 300.062$KN.

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d) = = 300.062 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3)$

$= 300.062 + 1200.25 = 1500.87$ KN > Vu = **816.4** KN

∴ Dimension is big enough.

→ Check For Cases:-

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$816.4 \leq \frac{300.06}{2} = 150.03$…....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

150.03 < 816.4 ≤ 300.06 …….Not satisfy.

3- Case 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 112.52$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.6125 * 10^3 = 122.5$ KN…….Control.

$\therefore \phi V_{s\,min} = 122.5$KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 300.06 + 122.5 = 422.56$ KN. KN.

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

300.06 < 816.4 ≤ 422.56……NOT. satisfy.

4-Case 4 :$\phi V_c + \phi V_{s\,min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w * d)$

$= 300.06 + 122.5 < 816.4 \leq 300.06 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.6125 * 10^3)$

$422.26 < 816.4 \leq 900.185$…… satisfy.

∴Case (4) is satisfy → $\left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

$Vs = (\frac{Vu}{\phi} - Vc)$

$= (\frac{816.4}{0.75} - 400.08) = 688.45$ KN. *Note: $Vc = \frac{300.06}{0.75} = 400.08$ KN..

Try Φ12(4 Legs) $= 4 * 113.1 = 316$ mm^2 .

$\frac{4*113.1*10^{-6}}{S} = \frac{688.45 * 10^{-3}}{(412 * 0.6125)} \rightarrow$ s = 0.1658 m =166mm …….. control

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{612.5}{2} = 306.2$ mm.

≤ 600 mm.

∴ s = 306.2 mm > s_{max} = 166 mm S=166…….control

∴ Use Φ12 4legs @ 15 Cm C/C.

(4.8)Design of two way ribbed slab(2F-R39) :-

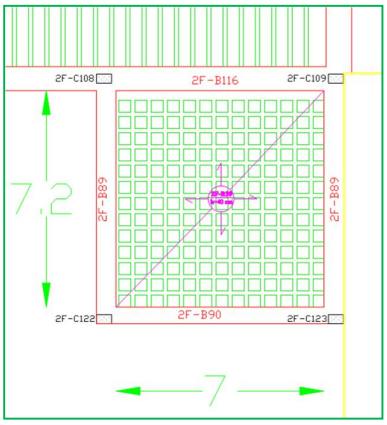


Figure (4-12) :Two way ribbed slab(2F-R39)

Nominal Total Dead Load = 3.632KN

DL=3.632/0.54*0.54 =12.46 kN/m^2

WuD=1.2×12.46=14.95 kN/m^2

WuL =1.6 × 5 = 8.00 kN/m^2

Wu=14.95+8.00= 22.95 kN/m^2

(4.9.1)Design of positivemoment:-

According to ACI-code:**Case 7, m=$\frac{l_a}{l_b} = \frac{7}{7.2} = 0.97$**

Ca.LL = 0.0342 Ca.dl=0.0292

Cb.LL= 0.0333 Cb.dl=0.0319

Ma positive(DL) = 0.0292*14.95*7^2 *0.54= 11.55 KN. m/rib

Ma positive(LL)= 0.0342* 8.00 *7^2 *0.54 = 7.239 KN. m/rib

- Ma positive(D+L)=11.55+7.239=18.79 KN. m/rib

Mb positive(DL) = 0.0319*14.95*7.2^2 *0.54= 13.35 KN. m/rib

Mb positive(LL)= 0.0333*8.00 *7.2^2 *0.54 = 7.46 KN. m/rib

- Mb positive(D+L)=13.35+7.46=20.81 KN. m/rib

⇨ **short direction:**

➢ **Mu = 18.79 KN . m**

d=400-20-8-20/2=362mm

Mn = Mu /ϕ = 18.79/ 0.9 = 20.88 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6 \rightarrow R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{20.88*10^{-3}}{0.54*(0.362)^2}$ =0.295 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.295*20.6}{420}}\right)$= 0.0007075

.

→$A_s = \rho * b_w * d$ = 0.007075* 540 *362 = 138.31 mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \;\geq\; \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 362 \;\geq\; \frac{1.4}{420} * 140 * 362$

= 147.79 mm^2< 168.93 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 168.93 mm^2>As_{req} = 138.31mm^2.

∴ As = 168.93 mm^2.

2 Φ12 = 226.195 mm^2>As_{req} = 168.93 mm^2. OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113.1 mm^2

.

∴ Use 2 Φ12

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

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a$

226.195* 420 = 0.85 * 24 *540 * a

a = 8.624m<80mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.624}{0.85}$ =10.14 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{362-10.14}{10.14} * 0.003 = 0.104 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

- **Long direction:**

- **Mu = 20.81KN . m**

d=400-20-8-20/2=362

Mn = Mu /ϕ = 20.81/ 0.9 = 23.12 KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{23.12*10^{-3}}{0.54*(0.362)^2}$ =0.327 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.327*20.6}{420}}\right)$= 0.000785

.

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.000785* 540 *362 = 153.45mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 362 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 362$

= 147.79 mm^2< 168.93 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 168.93 mm^2>As_{req} = 153.45 mm^2.

∴ As = 168.93 mm^2.

2 Φ12 = 226.195 mm^2>As_{req} = 168.93 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113.1 mm^2

.

∴ Use 2 Φ12

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

226.195 * 420 = 0.85 * 24 *540 * a

a = 8.624 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.624}{0.85}$ = 10.145 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{362-10.145}{10.145}$ * 0.003 = 0.104 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

(4.8.2)Design of negative moment :-

According to ACI-code**:**
C_b.neg = 0.0688

- M_b negative (D+L)=0.0688*22.95*7.2^2 *0.54=-44.2 KN. m/rib

Negative moment at discontinuous edges =(1/3)*positive moment\

M_a negative ((discontinuous)=(1/3)*18.79=-6.263 KN. m/rib
M_b negative ((discontinuous)=(1/3)*20.81=-6.94 KN. m/rib

⇨ **short direction:**

- **Mu = -44.2 KN . m**

d=400-20-8-20/2=362

Mn = Mu /ϕ = 44.2/ 0.9 =49.11 KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{49.11*10^{-3}}{0.14*(0.362)^2}$ =2.68 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.68*20.6}{420}}\right) = 0.00687$

.

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00687 * 140 * 362 = 348\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 362 \ \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 362$

= 147.79 mm^2< 168.93 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 168.93 mm^2<As_{req} = 348 mm^2.

∴ As = 348 mm^2.

2 Φ16 = 402 mm^2>As_{req} = 348 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 16}$ = 201 mm^2

.

∴ Use 2 Φ16

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

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a$

402 * 420 = 0.85 * 24 *140 * a

a = 59.11 mm<80mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{59.11}{0.85}$ = 69.55 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{362-69.55}{69.55} * 0.003 = 0.0126 > 0.005$

∴ϕ =0.9 OK

- **Mu_a = -6.263 KN . m**

d=400-20-8-20/2=362

Mn = Mu /ϕ =6.263 / 0.9 = 6.959 KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{6.959*10^{-3}}{0.14*(0.362)^2}$ =0.379 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.379*20.6}{420}}\right) = 0.00091$

.

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00091 * 140 * 362 = 46.166$ mm^2

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 362 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 362$

= 147.79 mm^2< 168.93 mm^2 ……. Larger value is control.

→As_{min} = 168.93 mm^2>As_{req} = 46.165 mm^2.

∴ As = 168.93 mm^2.

2 Φ12 = 226.195 mm^2>As_{req} = 168.93 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113.1 mm^2

.

∴ Use 2 Φ12

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

226.2 * 420 = 0.85 * 24 *140 * a

a = 33.26 mm<80mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.26}{0.85}$ = 39.13 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{362-39.13}{39.13}$ * 0.003 = 0.0248 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

- **Mu_b = -6.94KN . m**

d=400-20-8-20/2=362

Mn = Mu /ϕ =6.94/ 0.9 = 7.71 KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{7.71*10^{-3}}{0.14*(0.362)^2}$ =0.42 MPa

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.42*20.6}{420}}\right)$= 0.00101

.

→$A_s = \rho$ * b_w *d = 0.00101* 140 *362 = 51.21mm^2

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(fy)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 140 * 362 \geq \frac{1.4}{420} * 140 * 362$

= 147.79 mm^2< 168.93 mm^2 …… Larger value is control.

→As_{min} = 168.93 mm^2>As_{req} = 51.21 mm^2.

∴ As = 168.93 mm^2.

2 Φ12 = 226.2 mm^2>As_{req} = 168.93 mm^2 . OK. *Note: $A_{\Phi 12}$ = 113.1 mm^2

.

∴ Use 2 Φ12

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

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

226.2 * 420 = 0.85 * 24 *140 * a

a = 33.26 mm<80mm

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.26}{0.85}$ = 39.13 mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{362-39.13}{39.13} * 0.003 = 0.0248 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

Design For shear on max shear Value from both direction

➔Ca=0.312

➔Cb=0.688

PTotal=la*lb*Wu=7*7.2*22.95=1156.68 KN

Vu,face=Ca* PTotal*0.54/(2*lb)

=0.688*1156.68*0.54/(2*7)=30.69 KN

Vud= Vu,face-Wu*bf*d=30.69-22.95*0.54*0.362=26.39 KN

ϕ Vc=0.75*1.1*$\frac{1}{6}$*$\sqrt{f'_c}$*bw*d=0.75*1.1*$\frac{1}{6}$*$\sqrt{24}$*140*362*10-3

=34.14 KN

➔ ϕ Vc> Vud➔No need for shear reinforcement

Vud=Wu*bf*$(\frac{lb}{2} - d)$=22.95*0.54*$(\frac{7.2}{2} - 0.362) = 40.129KN > \phi$ Vc

➔Vs,min= $\frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \geq \frac{1}{3} * b_w * d$

$$= \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 140 * 362 * 10^{-3} \geq \frac{1}{3} * 140 * 362 * 10^{-3}$$

=15.52KN<16.89KN

➔Vs,min=16.89KN

➔ ϕ Vc=34.14KN<Vud=40.129KN< ϕ (Vc+ Vs,min)=46.81KN

∴ Case (II) is satisfy → minimum shear reinforcement is required ⇨

$(\frac{A_v}{s})_{min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f_c'}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24}}{420} * 140 = 0.102.$ ⇨

$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{140}{420} = 0.1111111$…….Control. ⇨

⇨ **Use 2 Leg ϕ8 for stirrups**

⇨ **$A_{v,2\phi8}$=2*50=100mm^2**

$\frac{100}{s}$ =0.11111

➔S=900mm

S $\leq \frac{d}{2} = \frac{363}{2}$ = 181.5 mm…….Control.

$\leq$ 600 mm.

∴ Use 2 Leg Φ8 @ 12.5cm C/C for the distance of 1m from the face of support of both direction.

V_{ud}=W_u*b_f*$(\frac{lb}{2} - 1)$=22.95*0.54*$(\frac{7.2}{2} - 1) = 32.2218KN < \phi$ Vc

⇨ **So no shear reinforcement is required after 1m from the face of support of both direction.**

4-9: Design of Column (C23):

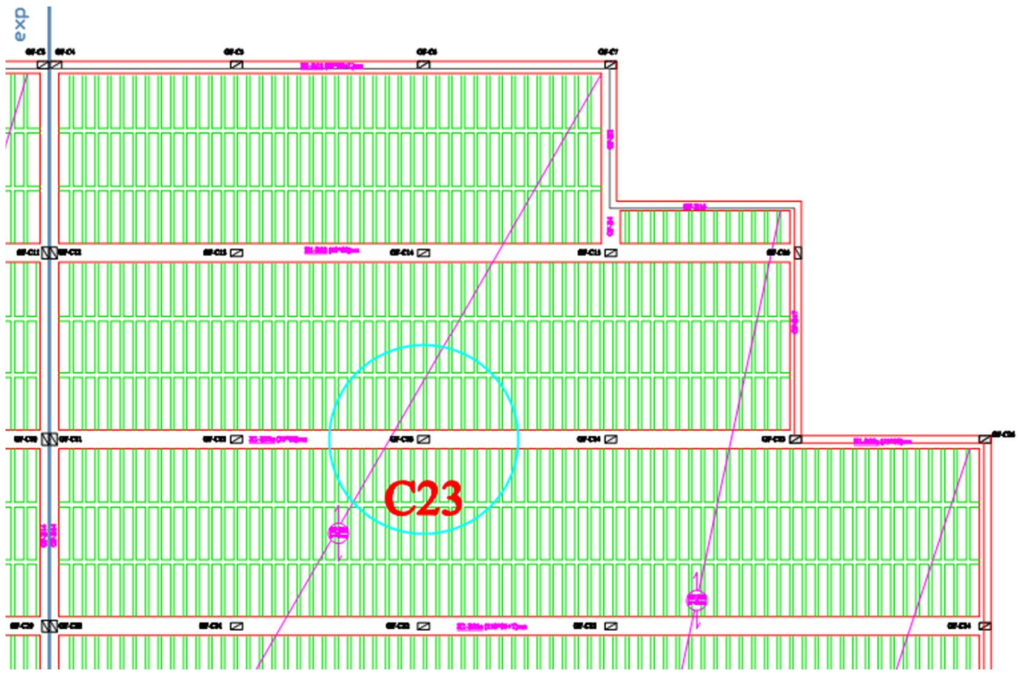
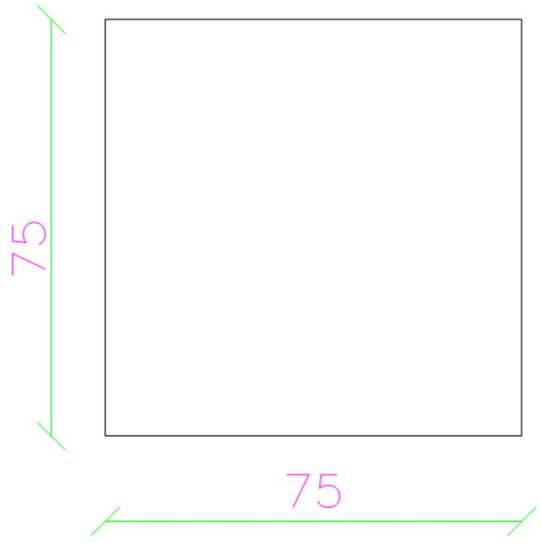


Fig.(4-13) :Place Of Column (C23)

- **Design of Column(C23):**



Load Calculation for Column

Column	Column Dimensions	fc'	fy
Col. C23	70cm* 75cm	24 Mpa	420Mpa

- **Load Calculation:**

$Pu = 7185.9KN$

$Use\rho = \rho g = 2\%$

$Pu = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$

$7185.9 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (Ag - 0.02Ag) + 0.02Ag * 420]$

$Ag = 486722.97mm^2$

$Ag = 750 * a$

$486722.97 / 750 = 750 * a$

$a = 648.964mm$

Use 750×750mm with Ag = 562500mm²

Pu(KN)	ρg	$Ag, provided$	**a(** mm **)**	Ag **,required**
7185.9	0.02	$486722.97\,mm^2$	648.964	$562500\,mm^2$

- **Selecting longitudinal bars:**

$Pu = 0.65 * 0.8 * \{0.85 * fc'(Ag - Ast) + Ast(fy)\}$

$7185.9 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * [0.85 * 24 * (562500 - Ast) + Ast * 420]$

$Ast = 5865.97\,mm^2$

Take 20Φ 20, As,provided = 6280 mm^2 **> As,req = 5865.97** mm^2

$$\rho g = \frac{\frac{Ast}{Ag}}{} = \frac{6280}{562500} = 0.0112$$

Φ	$Ast, required$	ρg
0.65	$5865.97\ mm^2$	0.0112

- **Design of Ties:**

- Use ties Φ10 with spacing of ties shall not exceed the smallest of

1. 48 * ds = 48 * 10 = 480mm
2. 16 * db = 16 * 20 = 320 mm - control
3. the least dimension of the column = 750 mm

Use ties Φ10 @ 300mm

ds(mm)	db(mm)	S(mm)
Φ10	Φ28	300

- **Check for code requirements:**

1. Clear Spacing $= \frac{750 - 40*2 - 10*2 - 7*20}{6}$ = 85 mm > 40mm>1.5db=1.5*20=30mm - OK
2. $0.01 < \rho g = 0.0112 < 0.08$ - OK
3. Number of bars 20>4 for rectangular section – OK
4. Minimum tie diameter ds =Φ10 for db = Φ20 bars – OK
5. Arrangement of ties 85 mm<150mm – OK

Clear Spacing	No. of bars	ρg	ds (mm)	db (mm)
85 mm	20	0.0112	Φ10	Φ20

- **Check Slenderness Effect:**

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

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

Lu = 4.00-0.40 -0.40 = 3.2m

M1/M2 =1 (Braced frame with M,min)

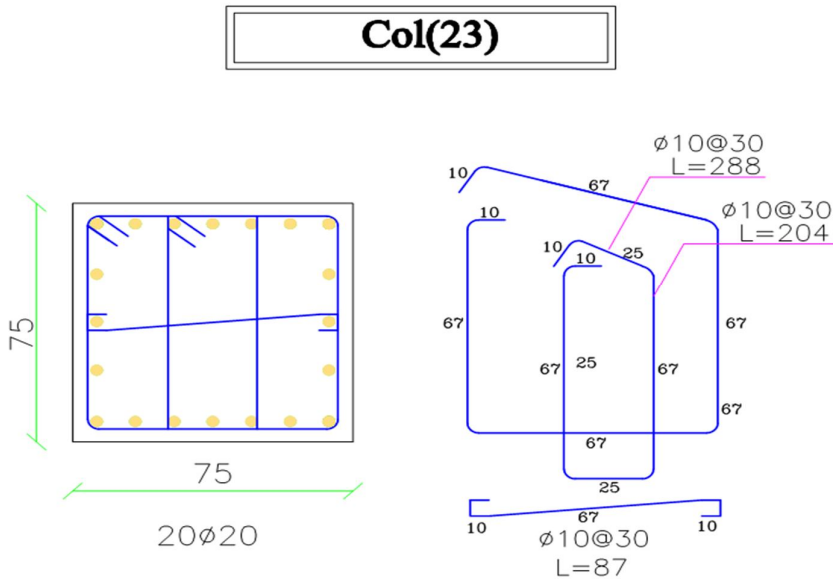
K=1 , According to ACI 318-02 The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} = 22 < 40 \quad \ldots\ldots\ldots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{klu}{r} = \frac{1*3.2}{0.3*0.750} = 14.22 < 22 < 40 \ldots\ldots ok$$

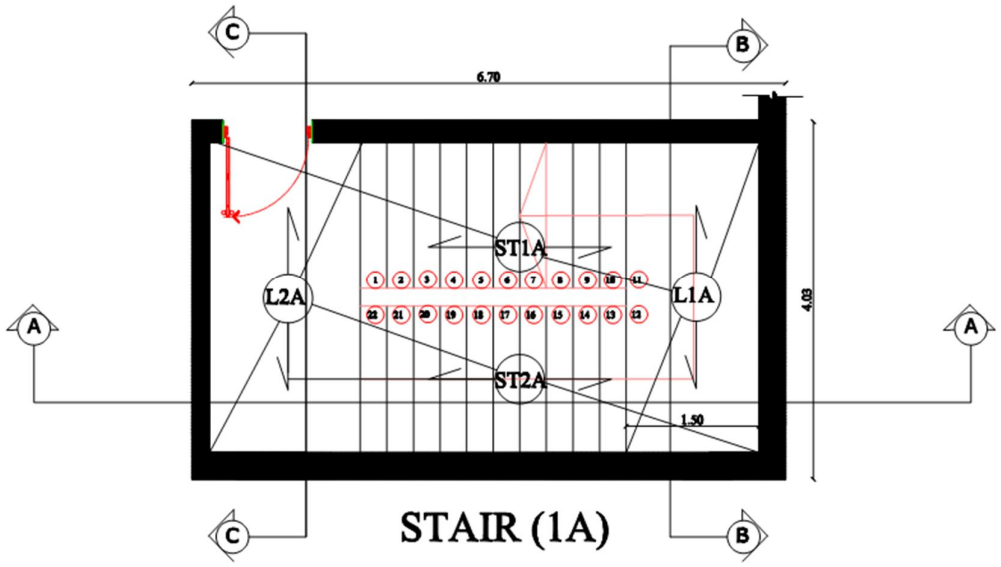
Short column in both direction

Lu (m)	M1/M2	K	$\frac{klu}{r}$
3.2	1.0	1.0	14.22



(4-14):Section of Column (C18A)

4-10: Design of Stairs(ST1A)



(4-15):Stair (ST1A)

- **Determination of Thickness:**

height = 4 m

Rise = 4/22 = 18 cm

height	rise	run	LL	*fc'*	fy
4m	18 cm	30 cm	3 KN/m2	24 Mpa	420 Mpa

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

h,min = L/ 20

h,min =4.73 / 20 = 23.6 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

$\theta = \tan^{-1}(18 / 30) = 30.96^{o}$

h,min (cm)	θ
25	30.96^{o}

- **Load Calculations**

Table (4–3) Dead Load calculations of Flight

material	gama	run	rise	t(m)	KN/m
tiles	27	0.18	0.35	0.03	1.431
mortar	22	0.18	0.3	0.03	1.056
str.stp	25	0.18	0.3	0.3	2.25
R C	25	0.25	Θ=30.96		7.2884
Plaster	22	0.03	Θ=30.96	0.03	0.76965
Total load(DL) KN/m					**12.795**

Live load (LL) = 3 KN/m2

Table (4–4)**Dead Load calculations of Landing**

material	gama	h(m)	b(m)	KN/m
tiles	23	0.03	1	0.69
mortar	22	0.03	1	0.66
R C	25	0.25	1	6.25
plaster	22	0.03	1	0.66
Total load(DL)				8.26
Live load (LL) = 3 KN/m2				

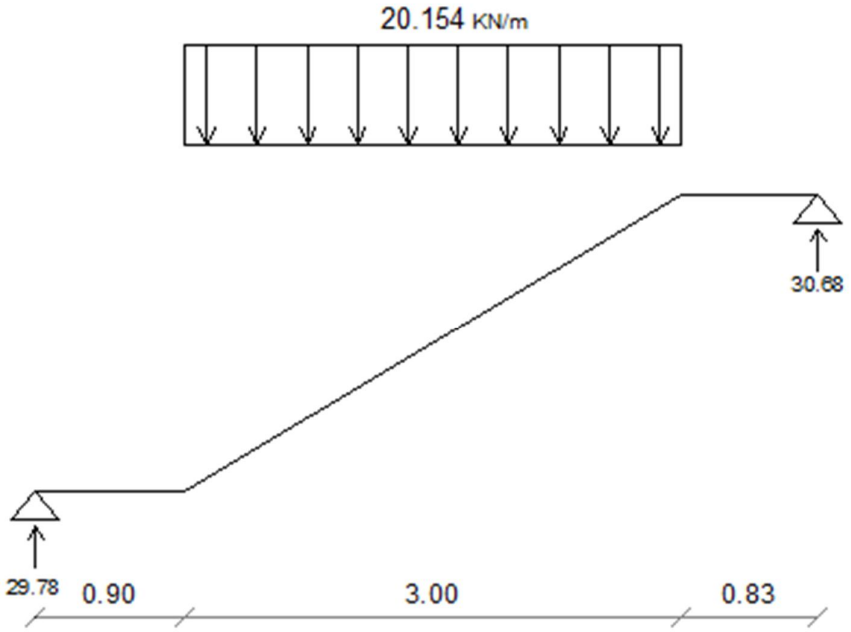
Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , W = 1.2*12.795+ 1.6*3 = 20.154 KN/m

For $W_{landing}$, W = 1.2*8.26+ 1.6*3 = 14.71 KN/m

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
20.154	14.71

- Structural System Of Flight :



Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$Vu = 30.8KN$

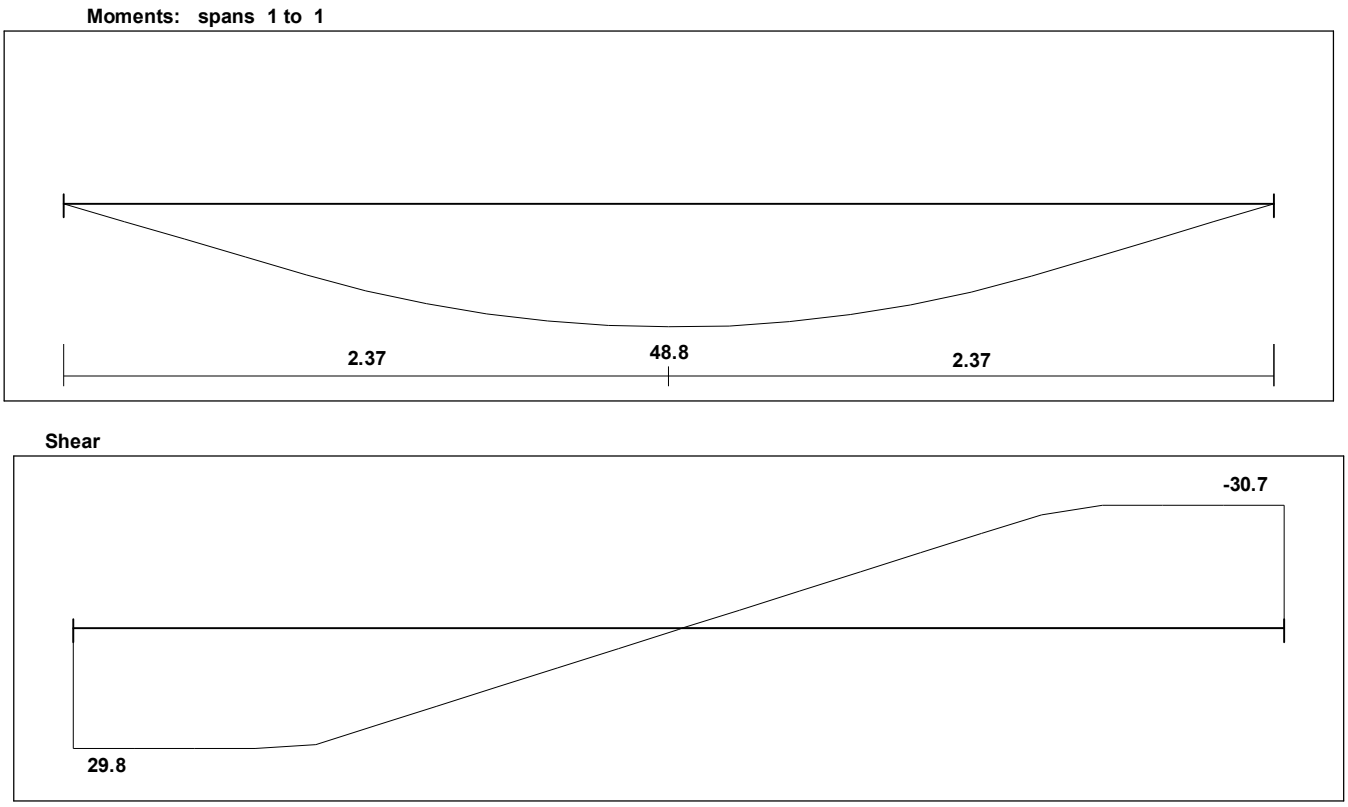
$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56KN / m$$

Vu = 30.68 KN <0.5* ϕVc = 68.28 KN .

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	ϕVc (KN)
Ø 14	250	223	30.68	136.56

- **Design of Flexure:**



(4-16): Envelope diagram Flight (ST1A)

Design for Flight:

Mu = **48.8 KN.m**

Mn = Mu / 0.9 = 48.8/ 0.9 = 54.22 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{48.8*10^6}{1000*223^2} = 0.98132MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.6*0.98132}{420}}\right) = 0.00239558$$

As_{req} = 0.0023955*1000*223 = 534.216 mm^2/m> $As_{\min}$ = 450mm^2/m**....** OK

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*250 = 450mm^2$/m

Use Φ 14 then,

n =534.216/154 = 3.468 , $S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.468} = 0.2883$

Mu(KN.m)	**m**	**Rn**	**ρ**	**As_{req}(mm^2)**	**As_{min}(mm^2)**	**S(mm)**
48.8	20.6	0.98Mpa	0.002395	534.216	450	250

Take 4 Φ14/m with As = 615.752mm2/m strip OR

Use 1Φ 14 @ 25 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5* 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq$ 300 ($\frac{280}{fs}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}fy}$) = 300 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) = 300 mm … (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$615.75 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.677mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.677}{0.85} = 14.9144mm$

$\varepsilon_s = \frac{223 - 14.9144}{14.9144} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.0418 > 0.005 \longrightarrow ok$

As,prvided (mm^2)	a (mm)	c (mm)	ε_s
615.75	12.677	14.9144	0.0418

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2/\text{m}$

n = 450/154 = 2.92 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{2.92}$ = 0.34m

Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm2/m strip OR

Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

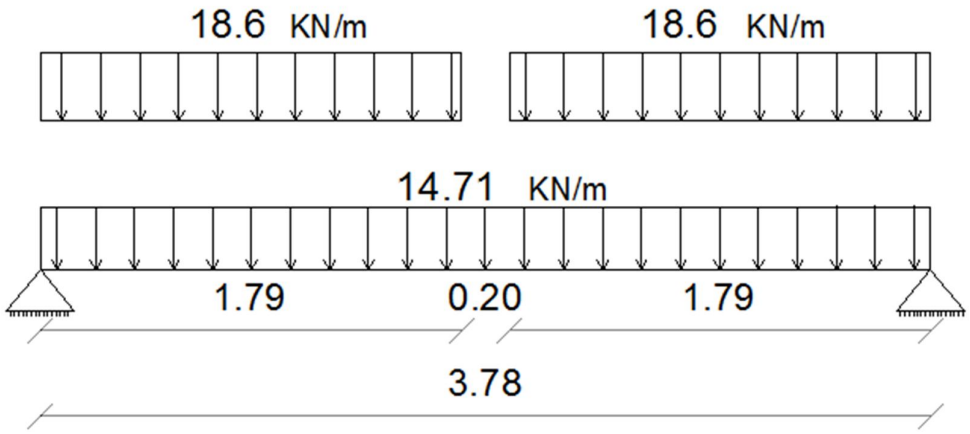
1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}$ (mm^2)	S(mm)	n	db (mm)
450	300	3	Φ 14

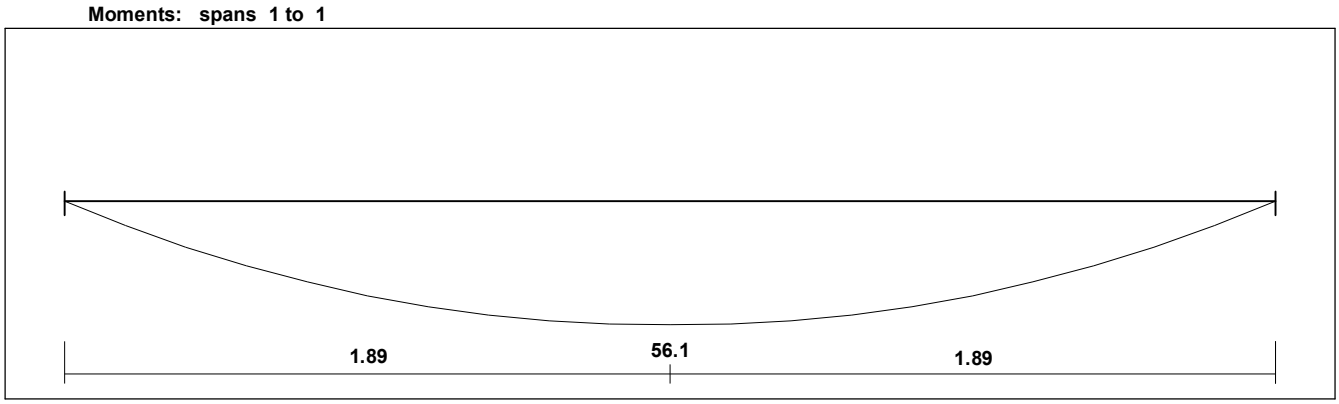
WRA = 29.78 KN/m , WRB = 30.68 KN/m

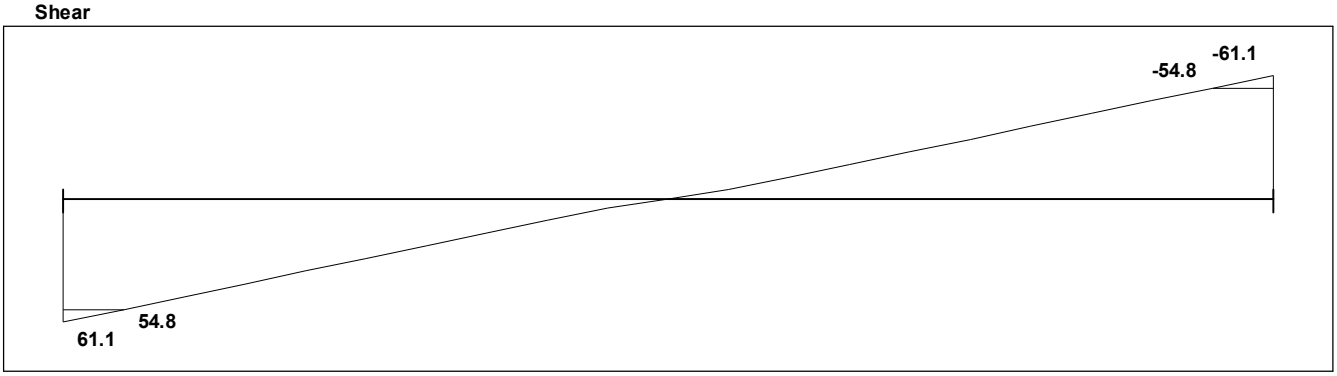
- Design for landing (L2A):tope

WRA =30.68\1.65= 18.6 KN/m



Structural System Of Landing (L2A)





(4-17):Envelope diagram OfLanding (L2A)

Vu = 54.8 KN/m

- Check for shear strength(L2A):

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 KN/m$$

Vu = 54.8 KN /m<0.5* ϕVc = 68.28 KN/m .

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

Mu = **56.1 kN.m/m**

Mn = Mu / 0.9 = 56. 1 / 0.9 =62.33 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{62.33 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.2534 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.253}{420}}\right) = 0.003082$$

As_{req} = 0.003082*1000*223 = 687.311 mm^2/m> $As_{\min}$ = $450 mm^2$/m**…. OK**

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$/m

Use Φ 14 then,

n = 687.311 / 154 = 4.463 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{4.463}$ = 0.224 m

Take 5 Φ14/m with As,provided = 769.69 mm2/m strip OR

Use 1Φ 14@ 20 cm c/c

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req(}\ mm^2)$	$As_{min}(\ mm^2)$	S(mm)
56.1	20.6	1.25 Mpa	0.003082	687.311	450	200

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5 * 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq\ 300\ (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300$ mm (control)

- Check for strain:

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$

$769.69 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 15.85mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.647mm$

$\varepsilon_s = \frac{223 - 18.647}{18.647} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.03287 > 0.005 \longrightarrow ok$

As (mm^2)	a (mm)	c (mm)	ε_s
769.69	15.85	18.647	0.03287

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$

n = 450/154 = 2.92 , $S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34$m

Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm2/m strip OR

Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c

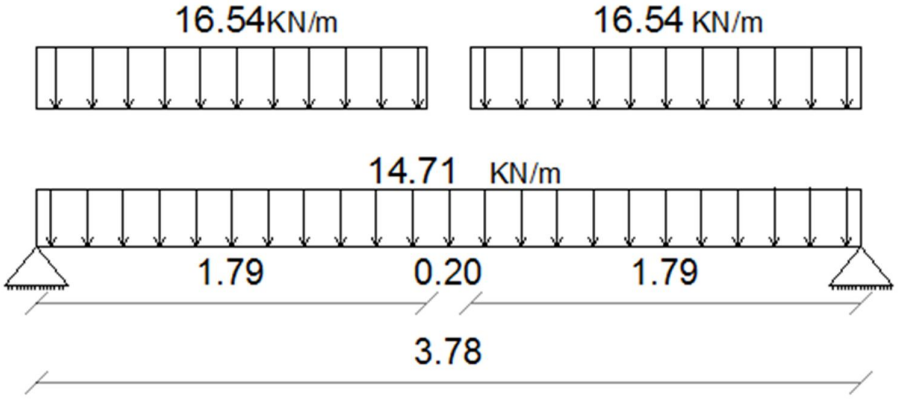
Step (s) is the smallest of :-

1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

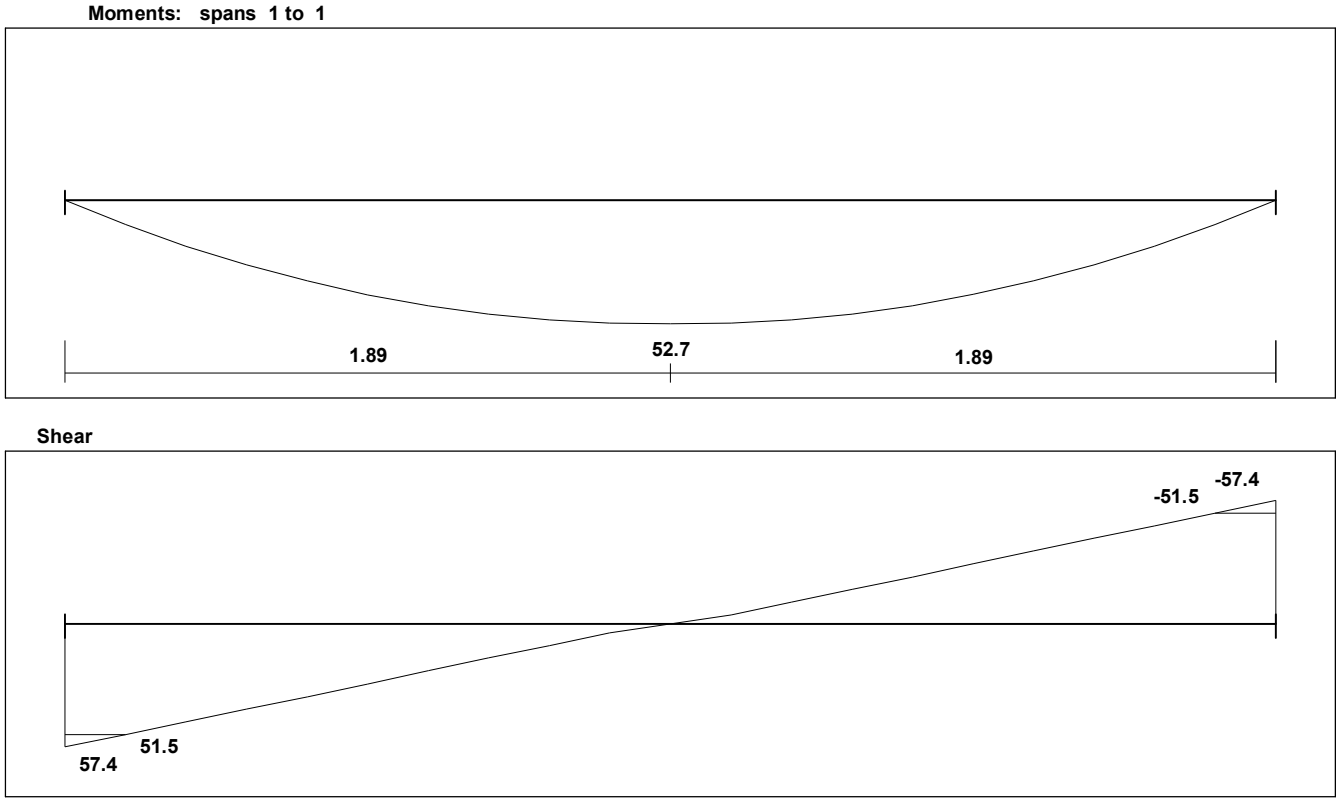
$As_{Shrinkage}$ (mm^2)	S(mm)	n	db (mm)
450	300	3	Φ 14

- **Design for landing(L1A):**

W=29.78/1.8=16.54



Structural System Of Landing (L1A)



(4-18):Envelope diagram OfLanding (L1A)

Vu = 51.5 KN/m

- Check for shear strength(L1A):

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 136.56 KN/m$$

$Vu = 51.5$ KN/m $< \phi Vc = 68.28$ KN/m .

- Thickness is adequate enough

- Calculate the maximum bending moment:

Mu = 52.5 KN.m/m

Mn = Mu / 0.9 = 52.5 / 0.9 = 58.33 KN.m/m

d = h – 20 – db/2 = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{58.33 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.172957 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.1729574}{420}}\right) = 0.00287807$$

As_{req} = 0.00287807*1000*223 = 641.81 mm^2/m> $As_{\min}$ = $450 mm^2$/m**…. OK**

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2/\text{m}$$

Use Φ 14 then,

n = 641.81/154 = 4.167597 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{4.167} = 0.2399$

Take 5 Φ14/m with As,provided = 769.69 mm2/m strip OR

Use 1Φ 14@ 20 cm c/c

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req(}\ mm^2)$	$As_{min}(\ mm^2)$	S(mm)
52.5	20.6	1.723Mpa	0.002878	641.81	450	200

- Step (s) is the smallest of :-

1. 3*h = 3* 250 = 750 mm
2. 450 mm

$\leq 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

$\leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) - 2.5 * 20 = 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330mm$

$\leq 300\ (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}fy}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300\ mm$ (control)

- **Check for strain:**

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$
$$769.69 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.85mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.647mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{223 - 18.647}{18.647} * 0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.03287 > 0.005 \longrightarrow ok$$

As,provided (mm^2)	a (mm)	c (mm)	ε_s
769.69	15.85	18.647	0.03287

- **Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 mm^2$

n = 450/154 = 2.92 , $S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34$m

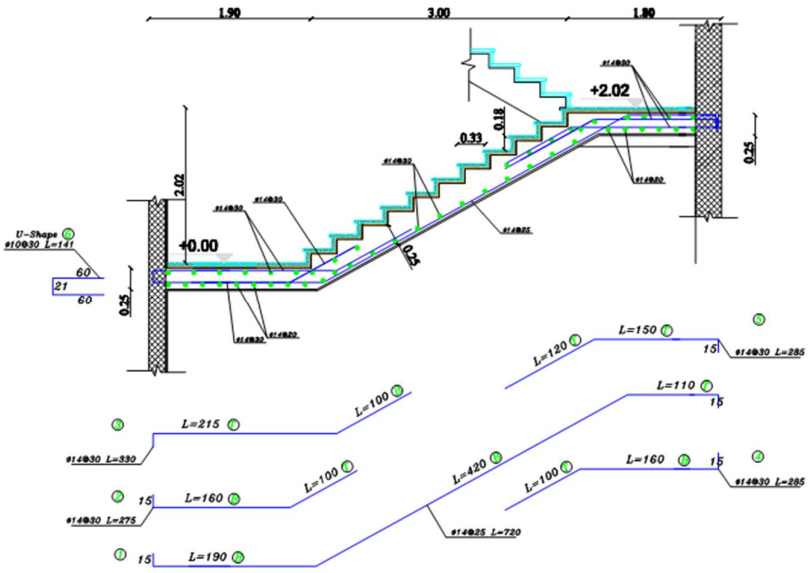
Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm2/m strip OR

Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

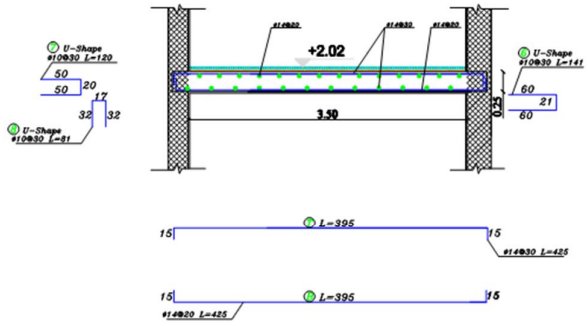
1. 5*h = 5* 250 = 1250 mm
2. 450 mm – control

$As_{Shrinkage}(mm^2)$	S(mm)	n	db (mm)
450	300	3	Φ 14



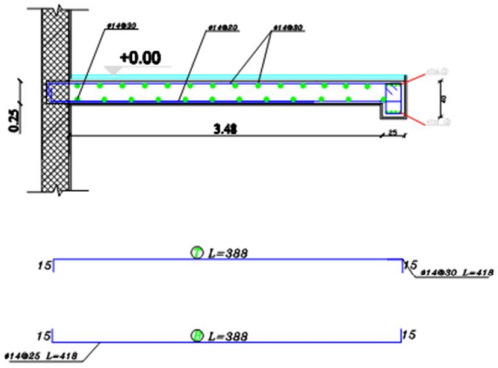
SECTION (A-A)

Fig.(4-19):Section Of Flight



SECTION (B-B)

L1A



SECTION (C-C)

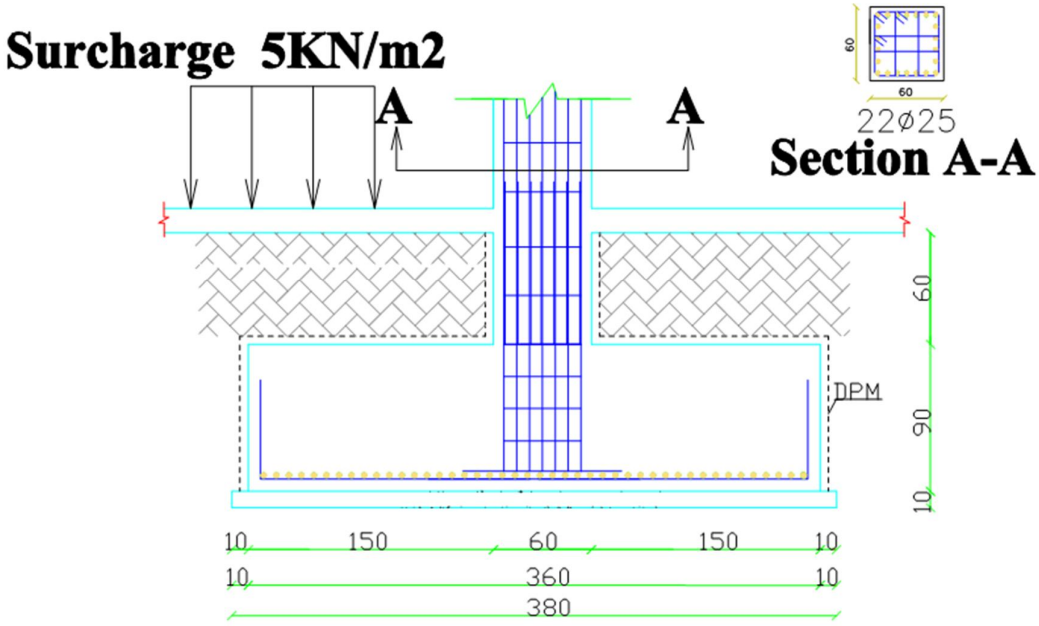
L2A

(4-20):Detail Of Landing (L1A)& (L2A)

Design of footing (F 4):

- **Design of Isolated footing (Under ColumnC116):**

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing.



f_c'	fy
24 Mpa	420 Mpa

- **Load Calculation:-**

- From column (C116): (DL &LL)

* Service dead load (DL) = 2626.6 KN

* Service live load (LL) = 1202.6 KN

* Service Surcharge = 5 KN/m²

* Column dimensions =60 cm*60 cm

* Allowable soil pressure = 400 KN/ m²

* Soil density = 18 KN/m3

* Soil weight = 0.6*18= 10.8 KN/ m²

DL(KN)	LL(KN)	Service Surcharge	Column dimensions	all. soil pressure	Soil density	Soil weight
2626.6	1202.6	5 KN/m²	(60*60) cm	400 KN/ m²	18 KN/m3	10.8 KN/ m

- **Calculating the weight of footing, soil, and Surcharge :**

- Weight of footing (assume $h_{footing}$ = 90 cm)

$w_{footing}$ = 0.9*25 = 22.5 KN/m²

- Total Surcharge load foundation:

WT = Soil weight + $w_{footing}$ +Surcharge load =10.8+ 22.5 + 5 = 38.3 KN/m²

- Net soil pressure q_{net} :

q_{net} = 400 – 38.3 = 361.7 KN/m²

- Required sizes of footing:

A,required = $\frac{p_n}{q_{net}} = \frac{2626.6+1202.6}{361.7}$ = 10.59m²

Try 3.6*3.6 Area = 12.96 m2

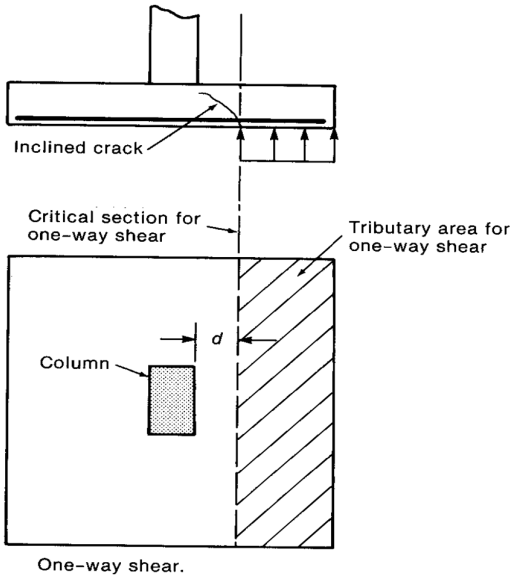
$h_{footing}$	$w_{footing}$	w_{soil}	**WT**	q_{net}	**A,required**
90 cm	25 KN/m²	10.8 KN/m²	38.3 KN/m	361.7KN/m²	10.59m²

- **Depth of footing and shear design:**

Pu = 1.2DL + 1.6LL = 1.2*2626.6 + 1.6*1202.6 = 5076.08 KN

$$qu = \frac{5076.08}{12.96} = 391.673 \text{ KN/m}^2$$

Try area	Pu	qu
3.6 m* 3.6 m	6984.2 KN	391.67 KN/m



- **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**

- **Check for One Way Shear Strength**

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * b = \left(\frac{3.6}{2} - \frac{0.6}{2} - d\right) * 391.67 * 3.6$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 3.6 * d * 10^3$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

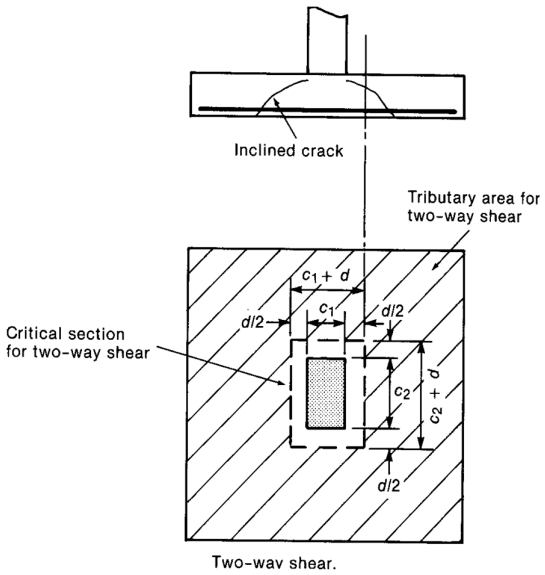
$$d = 0.59m$$

$$h = 590 + 75 + 20 = 685mm$$

Try h = 700 mm ….. d =700 – 75 – 20= 605 mm

Φ	**d (mm)**	**h (mm)**	**Try h(mm)**	**Try d (mm)**
0.75	590	685	700	605

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**



- 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:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{600}{600} = 1.00$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area
=2(0.6+0.605)+2(0.6+0.605)= 4.82 m.

α_s **= 40…….for interior column**

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.00}\right)*\sqrt{24}*4.82*0.605*10^3 = 5357.22kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.605}{4.82}+2\right)*\sqrt{24}*4.82*0.755*10^3 = 7822.81kN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4.82*0.755*10^3 = 4456.97kN$$

β_C	b_o (m)	α_s	ϕV_C (KN)
1.167	5.62	40	4456.97

Try h= 700 mm. d = 700-75-20 = 605mm

b_o = 2(0.6+0.605) + 2(0.6+0.605) = 4.82 m

$Vu = ((3.6*3.6) - ((0.6+0.605)*(0.6+0.605))*391.67 = 4132.1158kN$

Vu=4132.1158KN < ΦVc =4456.97KN……OK

h (mm)	d (mm)	b_o (m)	Vu (KN)	ϕV_C (KN)
700	605	4.82	4132.1158	4456.97

Take h= 900 mmd = 900-75-20 = 805mm

- **Design for Bending Moment of long direction.**

h (mm)	d (mm)	b(m)
900	805	3.6

d = 900-75-20/2 = 915 mm

Mu =391.67*3.6*1. 5*1. 5/2 = 1586.3 KN.m

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

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{1586.3*10^6/0.9}{3600*(805)^2} = 0.756$ Mpa

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.756)}{420}}) = 0.00183467$

$As_{req} = 0.00183467\ (3600)\ (805) = 5316.88\ mm^2$

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (3600) (900) = $5832\ mm^2$

As_{req}= $5316.88\ mm^2$ < As_{min} = $5832\ mm^2$ ….. OK

As_{req}= $5832\ mm^2$

Take 43 Φ 14 , As,provided = 66.16 cm² > As,required = 58.32cm²

$S = \frac{3600 - 75*2 - 43*14}{42} = 67.81$ mm **< Smax=450mm**

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*900 = 2700 mm
2. 450 mm - control

S = 67.81 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	$As_{req}(mm^2)$	S(mm)
1586.3	20.6	0.756Mpa	0.00183467	5316.88	5832	5832	67.81

- Check strain

Tension = Compression

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

$5832 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 3600 \times a$

$a = 33.353mm$

$c = \frac{33.353}{0.85} = 39.239$

$$\varepsilon_s = \frac{805 - 39.239}{39.239} \times 0.003 = 0.05855 > 0.005 ...ok$$

As(mm^2)	a (mm)	c (mm)	ε_s
5832	33.353	39.239	0.05855

- **Design for Bending Moment of short direction:**

h (mm)	d (mm)	b(m)
900	805	3.6

d = 900-75-20/2 = 915 mm

Mu =391.67*3.6*1. 5*1. 5/2 = 1586.3 KN.m

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{1586.3 * 10^6 / 0.9}{3600 * (805)^2} = 0.756 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.756)}{420}}\right) = 0.00183467$$

As_{req} = 0.00183467 (3600) (805) = 5316.88 mm^2

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (3600) (900) = 5832 mm^2

As_{req}= 5316.88 mm^2 < As_{min} = 5832 mm^2 ….. OK

As_{req}= 5832 mm^2

Take 43 Φ 14 , As,provided = 66.16 cm² > As,required = 58.32cm²

$$S = \frac{3600 - 75*2 - 43*14}{42} = 67.81 \text{ mm} < \textbf{Smax=450mm}$$

- Step(S) is smallest of:

1. 3h = 3*900 = 2700 mm
2. 450 mm - control

S = 67.81 mm < S,max = 450 mm – OK

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$As_{req}(mm^2)$	$As_{min}(mm^2)$	$As_{req}(mm^2)$	S(mm)
1586.3	20.6	0.756Mpa	0.00183467	5316.88	5832	5832	67.81

- Check strain

Tension = Compression

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

$$5832 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 3600 \times a$$

$$a = 33.353mm$$

$$c = \frac{33.353}{0.85} = 39.239$$

$$\varepsilon_s = \frac{805 - 39.239}{39.239} \times 0.003 = 0.05855 > 0.005...ok$$

As(mm^2)	a (mm)	c (mm)	ε_s
5832	33.353	39.239	0.05855

- **Development length of flexural reinforcement:**

Ld for Φ 25:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\psi t * \psi e * \psi s}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1*1*1}{2.5} \times 25 = 771.59mm$$

Available length = = ((3600-600)\2)-75=1425mm

1425mm> 771mm ……ok

- **Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):**

- In footing :

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

$A_1 = 0.6 * 0.6 = 0.36\ m^2$

$A_2 = 3.6 * 3.6 = 12.96\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{12.96}{0.36}} = 6 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.36 \times 2) \times 1000 = 9547.2 KN$$

$$\Phi Pn = 9547.2 > Pu = 5076.08 \ldots\ldots\ldots .ok$$

The Dowels are not needed for footing

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 600 * 600 = 1800 mm2

Use 22Φ 25 , As,provided = 10799.2 mm² > As, required = 1800 mm²

- In column:

$$\Phi Pn, b = \Phi(0.85 fc' A1)$$

$$\Phi Pn, b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.6 \times 1000) = 4773.6 KN$$

$$\Phi Pn.b = 4773.6 KN < P_u = 5076.08 KN$$

The Dowels are needed for column

$$A_{req} = \frac{\frac{P_u}{\Phi} - \frac{\Phi Pn}{\Phi}}{fy} = \frac{\frac{5076.08}{0.65} - \frac{4773.6}{0.65}}{420} * 1000 = 1108 mm^2$$

$A_{min} = 0.005 * A_c = 0.005 * 600 * 600 = 1800 mm^2$

$A_{req} = 1108 mm^2 < A_{min} = 1800 mm^2$

$A_{req} = 1800 mm^2$

Use 22Φ 25 , As,provided = 10799.2 mm² > As, required = 1800 mm²

- **Development length for compression reinforcement**

- Development of dowels in footing:

$$Ld_{(1)req} = \frac{0.25 fy}{\lambda\sqrt{fc}} * db = \frac{0.25 * 420}{1 * \sqrt{24}} * 25 = 536 \text{ mm}$$

.

Ld(2)req = 0.043 × fy × db = 0.043 × 420 × 25 = 451.5 mm
Ld(2)req = 200 mm
➔ Ld(1)req= 536 mm ……. Control

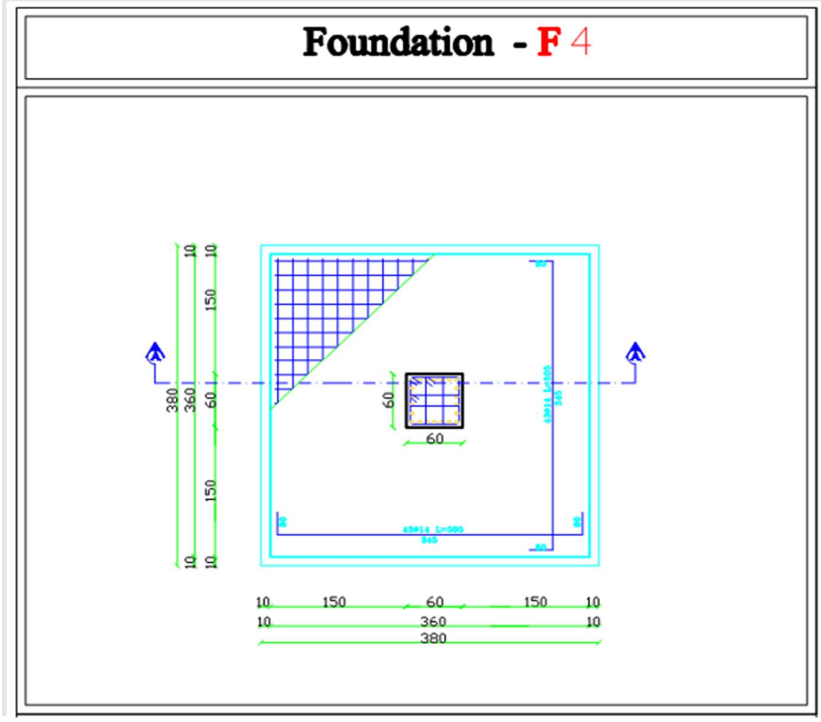
Available Ld = 900 – 75 – 2 * 25 = 775mm.

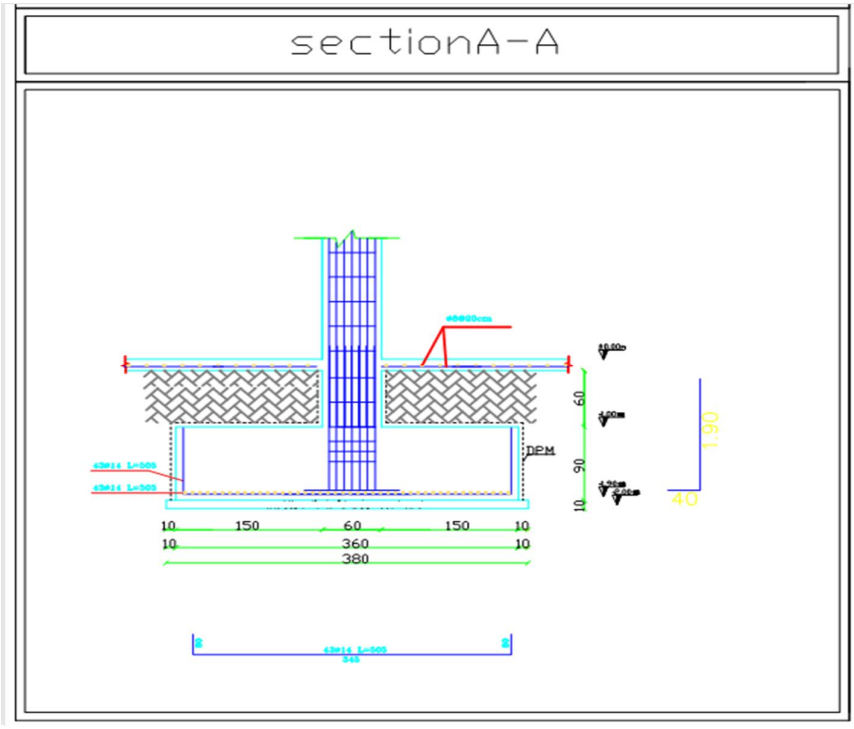
AvailableLd =775 mm > Ld required= 536 mm…….. OK.

- Lap splice of dowels in column :

Ls = 0.071 fy . db
= 0.071 * 420 * 25 = 745.5 mm.

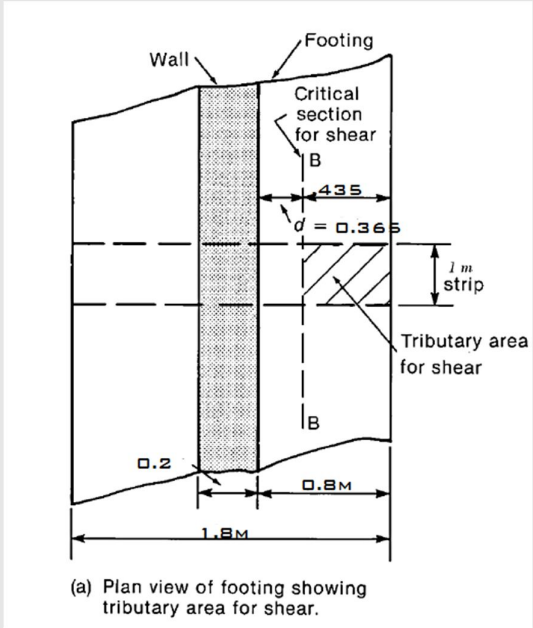
Use 1000 mm





(4-21): Detailsof footing (F 14)

4-12: Design of Strip Footing Under Shear Wall (SH51):



(a) Plan view of footing showing tributary area for shear.

Loads of Shear Wall (SH51):

- DL = 3283.3 Service Dead Load.
- LL = 510 Service Live Load.
- DL (Factored/m) = DL/Lw = 3940/5.3 = 743.4 KN/m
- LL (Factored/m) = LL/Lw = 816/5.3 = 154KN/m
- DL (Service/m) = DL/Lw = 3283.3/5.3 = 619.5 KN/m
- LL (Service/m) = LL/Lw = 510/5.3 = 96.2 KN/m

Total Factored / m = 743.4 KN/m + 154KN/m = 897.4 KN/m

- Service Surcharge = 5 KN/m²
- Allowable soil pressure = 400 KN/ m²
- Soil density = 20 KN/m3 , and Hl = 1.5

Try 70cm thickness:

qa,net = 400 – 0.7*25 – (1.5-0.7)*20 -5 = 361.5KN/m2 **,**

and:

$$A = \frac{Pu}{qa,net} = \frac{619.5 + 96.2}{361.5} = 1.98 \text{ m2/m ,,,, length of the wall}$$

A = b * 1m ……. b = 1.98 m take b = 2.00 m

Take it (2 m × 1 m)

- **Design of footing and shear design (SH51):**

Pu = 1.2 *619.5 + 1.6* 96.2 = 897.32 KN/m

$$q,ult = \frac{Pu}{A} = \frac{897.32}{2*1} = 448.7 \text{ KN/m2}$$

- **Check for One Way Shear Strength:**

$$Vu = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) * qu * 1m = \left(\frac{2.00}{2} - \frac{0.25}{2} - d\right) * 448.7 * 1$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * d$$

$$Let, \phi Vc = Vu$$

$$d = 0.37m$$

$$assume$$

$$h = 370 + 75 + 20/2 = 455mm$$

h = 480 mm, d = 480 – 75 – 20/2 = 395 mm

- **Design for Bending Moment of long direction:**

h (mm)	d (mm)	b(mm)
480	395	1000

Mu =448.7*1*0.875*0.875/2 = 171.77 KN.m/m

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{171.77 * 10^6 / 0.9}{1000 * (395)^2} = 2.2 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.2)}{420}}\right) = 0.0056$$

As_{req} = 0.0056 (1000) (395) = 2212 mm^2/m >As_{min} = 864 mm^2/m….. OK

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (480) = 864 mm^2/m

Try Φ 18:

n = 2212/314 = 7 , S = $\frac{1}{n} = \frac{1}{7}$ = 0.1419 m

Take 7Φ 20 @ As = 2198 cm² > Asreq = 2122 cm²

Use Φ 20 @ 14 cm

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	As_{req}(mm^2)	As_{min}(mm^2)	S(mm)
171.77	20.6	2.2Mpa	0.0056	2122	864	140

- Step (s) is the smallest of :-

1) 3*h = 3* 480 = 1440 mm
2) 450 mm …. control
S = 140 mm < S,max = 450 mm …. OK

- Select the minimum temperature reinforcement.

As_{min} =0.0018*b*h == 0.0018 (1000) (480) = 864 mm^2/m

- The maximum spacing (s) is :-

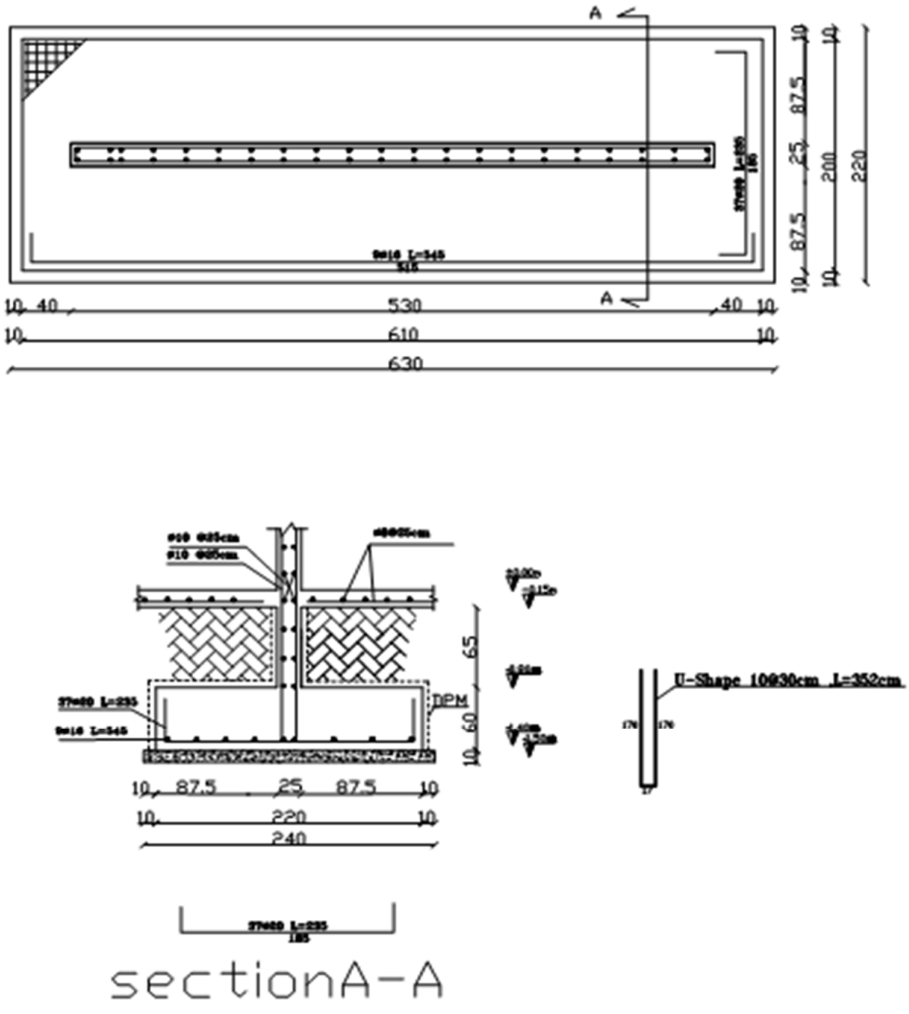
1. 5*h = 5* 480 = 2400 mm

2. 450 mm…. control

n = 864/201 = 4.3 , $S = \frac{1}{4.3} = 0.233$ m

Use Φ 16 @ 20 cm

Foundation - SH51



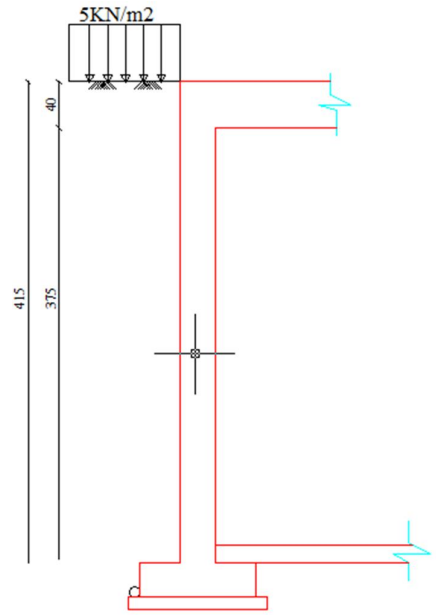
Details Of Strip F.(SH51)

4-17: Design of Basement wall:

- **load calculation:**

fc =24 MPa, **fy**=420 Mpa, **ϒs**=20KN/m^3, **qall**=250KN/m^2, **φ**=30, **surcharge** =5KN/m^2

fc	**fy**	ϒs	qall	φ	**surcharge**
24 Mpa	420 Mpa	20 KN/m^3	250 KN/m^2	30	5KN/m^2



(4-22):Section Of basement wall

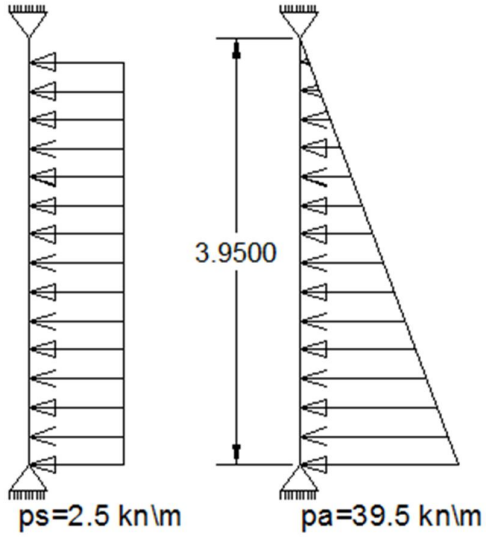
Ca $= 1 - \sin\theta = 1 - \sin 30 = 0.5$ **(Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * γ = 0.5 * 3.95 * 20 = 39.5 KN/m2

hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{20}$ = 0.25 m

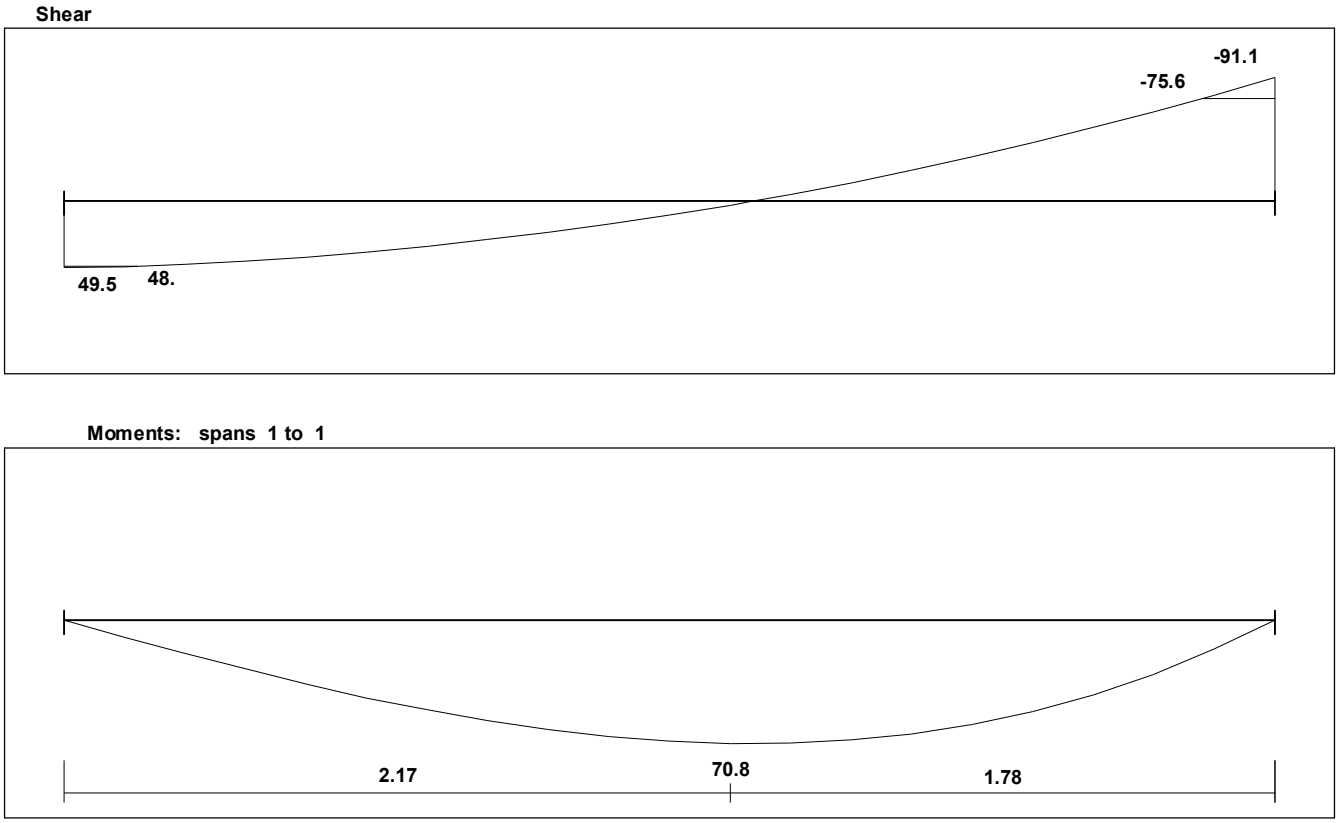
Ps = Ca * hs * γ = 0.5 * 0.25 * 20 = 2.5 KN/m2

Ca	Pa	hs	Ps
0.5	39.5 KN/m2	0.25 m	2.5 KN/m^2



(4-23):Static System

From Atir we have moment and shear envelop



(4-24):Envelope diagram OfBasement Wall

- **Design of Bending Moment**

Mu = +70.8 KN.m/m

d = 300 – 40 - 20/2 = 250 mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{70.8*10^6}{0.9*1000*250^2} = 1.258667 MPa .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*1.258667}{420}}\right) = 0.0030955$$

As, req = 0.0030955*1000*250= 773.875 mm^2/m……..

Use Φ 16@ 25 cm,

with As,provided = 804 mm2/m > As,req = 773.875 mm2/m

Mu(KN.m)	**m**	**Rn**	**ρ**	**$As_{req(}$ mm^2)**
70.8	20.6	1.258Mpa	0.0030955	773.87

- As.min for vertical bars:

- $0.0015*b*h = 0.0015 *1000*300 = 450\ mm^2/m$
- $0.25\frac{\sqrt{24}}{420} *1000*250= 729.01\ mm^2/m.$
- $\frac{1.4}{420} *1000 *250 = 833.333\ mm^2/m.$ . . . . . **CONTROL**

Use Φ 16@ 20 cm, with As,provided = 1005 mm2/m > As, req = 833.33 mm2/m

- For horizontal bars :

$0.002*b*h =0.002*300*1000= 600\ mm^2/m.$

Use Φ 14@25cm, with As,provided = 616 mm2/m > As,req = 600 mm2/m

- Check for shear

$$d = 300 - 75 - 10 = 215\ cm$$

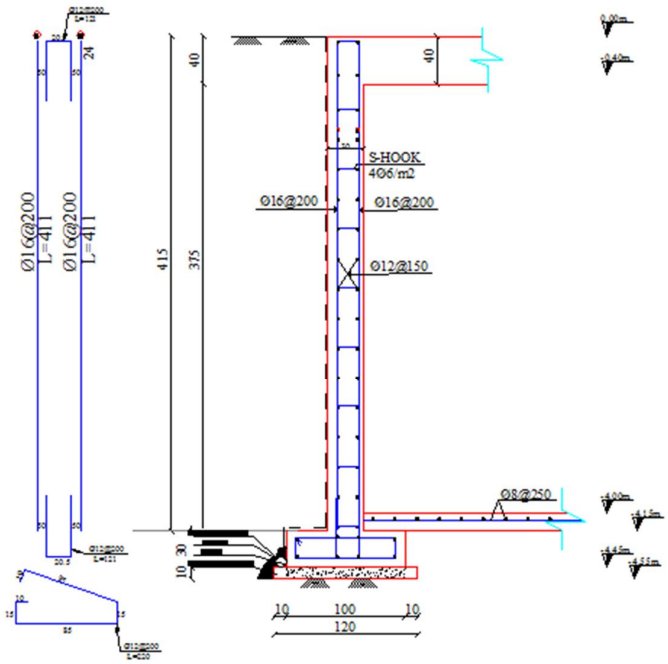
$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 215 = 131.66.1 KN$$

$0.5\phi V_c=0.5*131.3=65.65$

$=65.65KN<Vu= 75.6\ KN <\phi V_c= 131.66$……..OK

The thickness is enough



Basement Wall

Scale 1:20

(4-25):Details Of Basement Wall

4-13 : Truss Design:-

Analysis and design of purlins

✓ Load calculation

A. Dead Load:-

-Surface layer of sandwich sheet with thickness of 6 mm=0.2 KN/m^{2*}1.5 =0.3 KN/m
-Dead load of purlins =0. 5 KN/m
-**D.L**=0.3+0. 5=0.8KN/m

B. Snow load

1KN/m2 *1.5=1.5 KN/m

C. Wind load

0.8*-0.5*1.5=-0.6KN/m

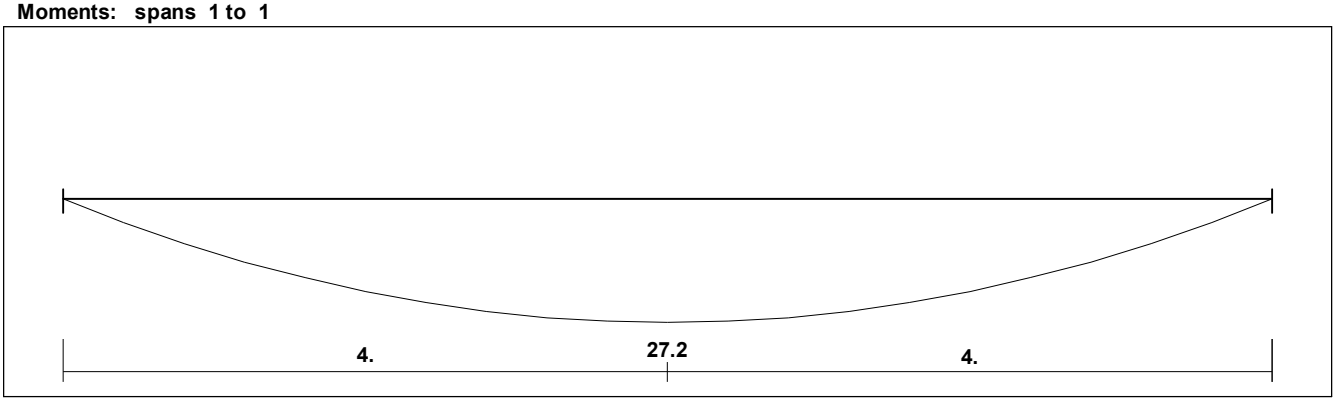
Combinations:

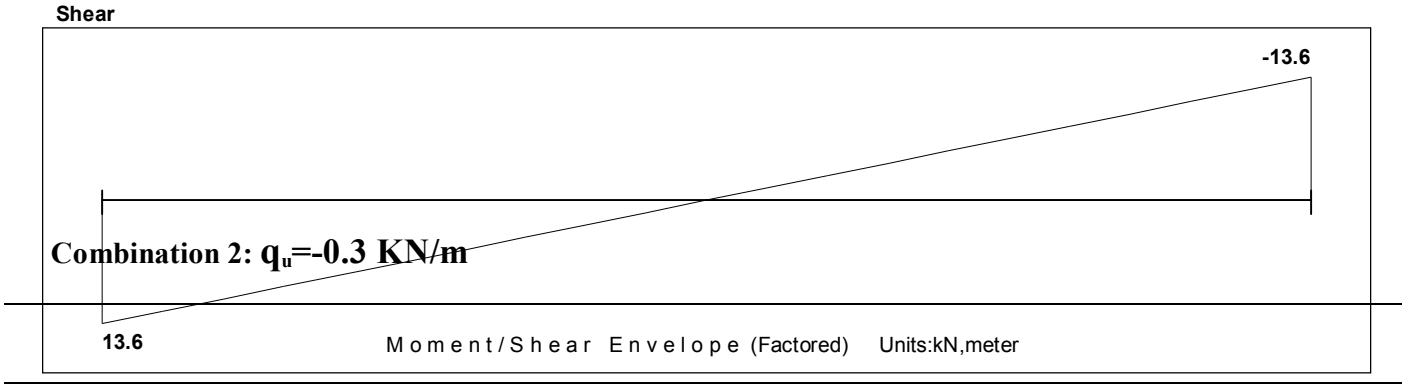
- ✓ **Combination 1: q_u**=1.2*DL+1.6*S= + 3.4 KN/m
- ✓ **Combination 2: q_u**=0.9*DL-1.6*W= - 0.3 KN/m

Combination 2: q_u=-0.3 KN/m

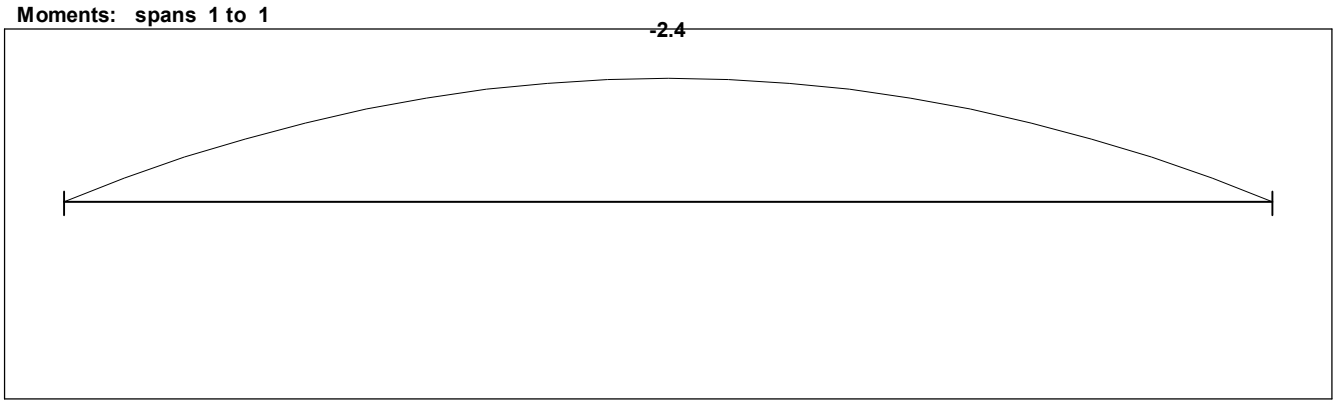
M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 1





Combination 2: q_u=-0.3 KN/m



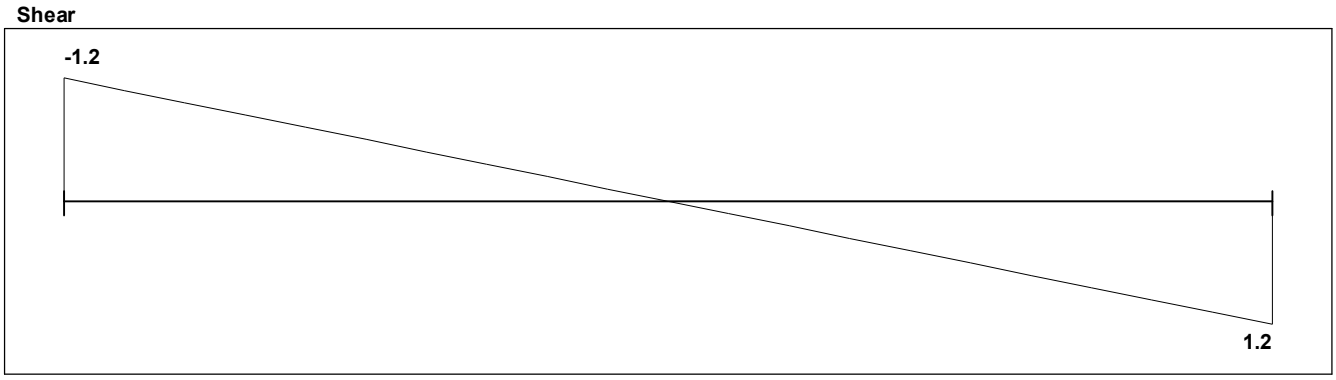


Fig.(4-26)Shear envelop for purlins

✓ Purlins design

- **Design of Moment Max. Mu = 27.2 KN/m. from combination 1 & 2.**

  Mu (max) = (27.2/4.448)×(1000/25.4) = 240.75 kip.in

  Note: the members are A36 (F_Y=36ksi and F_u=58ksi)

  Mp≥ Mu

  0.9*36*Zx=240.75 → Zx= 7.43 in^3

  Select HSS 5*5 *1/4 → Zx= 7.61 in^3

  b/t=18.5, h/t=18.5

- **Check Compact :**

  ʎp=1.12√ (E/Fy) =1.12√ (28000/36) = 31.8

  ʎr=1.4√ (E/Fy) =1.4√ (28000/36) = 39.73

  b/t and b/t < ʎp so Compact section

- **Design of shear stress Max.=13.6 KN**

  Vu = $\frac{13.6}{4.448}$ = 3.06 kip

  Vp≥ Vu

  0.9*0.6*Fy*d*t_w≥ 3.06 kip

  0.9*0.6*36*5*$\frac{1}{4}$ = 24.3 kip >4.698 kip …….**Ok**

- **Truss design**
- **Internals forces calculation :**
- **Combination 1:**

Max support from purlins =13.6 KN *2 = 27.2 for between support

Max support from purlins =13.6 KN for edge support

Dead load of truss at joints=1.2*1*1.5=1.8 KN

- So $Pu_{between}$=27.2+1.8= 29 KN
- So Pu_{edge} =13.6+1.8= 15.4 KN

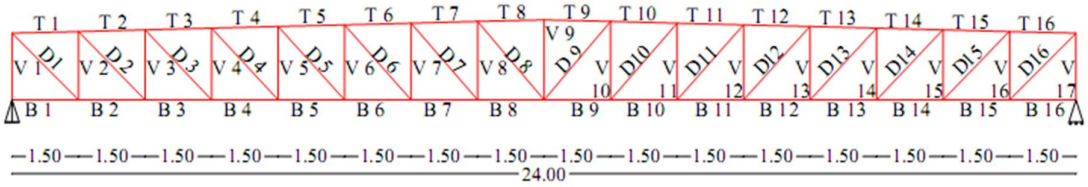
- **Combination 2:**

Max support from purlins = -1.2 KN *2 = -2.4 for between support

Max support from purlins = -1.2 KN for edge support

Dead load of truss at joints=1.2*1*1.5=1.8 KN

- So $Pu_{between}$= -2.4+1.8= -0.6 KN
- So Pu_{edge} = -1.2+1.8= +0.6 KN



❖ **The truss consists of four types of member**

Compression members(-)

Tension members(+)

❖ **Combination 1:**

1- The TOP member(T):

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	-212.3	-47.7
T2	-386.9	-87.0
T3	-526.4	-118.3
T4	-633.1	-142.3
T5	-709.3	-159.5
T6	-756.9	-170.2
T7	-777.8	-174.9
T8	-773.7	-173.9
T9	-773.7	-173.9
T10	-777.8	-174.9
T11	-756.9	-170.2
T12	-709.3	-159.5
T13	-633.1	-142.3
T14	-526.4	-118.3
T15	-386.9	-87.0
T16	-212.3	-47.7

Table (4–5) -Top member forces

2- The vertical member (V)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	-233.0	-52.4
V2	-212.3	-47.7
V3	-178.9	-40.2
V4	-146.4	-32.9
V5	-114.8	-25.8
V6	-83.9	-18.9
V7	-53.6	-12.1
V8	-24.1	-5.4
V9	9.7	2.2
V10	-24.1	-5.4
V11	-53.6	-12.1
V12	-83.9	-18.9
V13	-114.8	-25.8
V14	-146.4	-32.9
V15	-178.9	-40.2
V16	-212.3	-47.7
V17	-233.0	-52.4

Table (4–6)- Vertical member forces

3- The diagonal member(D)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
D1	300.2	67.5
D2	249.9	56.2
D3	202.2	45.5
D4	156.7	35.2
D5	113.3	25.5
D6	71. 7	16.1
D7	31.9	7.2
D8	-6.4	-1.4
D9	-6.4	-1.4
D10	31.9	7.2
D11	71. 7	16.1
D12	113.3	25.5
D13	156.7	35.2
D14	202.2	45.5
D15	249.9	56.2
D16	300.2	67.5

Table (4–7) - diagonal member forces

4- The bottom member(B)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
B1	0.0	0.0
B2	212.3	47.7
B3	386.8	87.0
B4	526.2	118.3
B5	632.9	142.3
B6	709.1	159.4
B7	756.7	170.1
B8	777.6	174.8
B9	777.6	174.8
B10	756.7	170.1
B11	709.1	159.4
B12	632.9	142.3
B13	526.2	118.3
B14	386.8	87.0
B15	212.3	47.7
B16	0.0	0.0

Table (4–8)Table bottom member forces

- **Combination 2:**

5- The TOP member(T)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	4.4	1.0
T2	8.0	1.8
T3	10.9	2.5
T4	13.1	2.9
T5	14.7	3.3
T6	15.7	3.5
T7	16.1	3.6
T8	16	3.6
T9	16	3.6
T10	16.1	3.6
T11	15.7	3.5
T12	14.7	3.3
T13	13.1	2.9
T14	10.9	2.5
T15	8.0	1.8
T16	4.4	1.0

Table (4–9)Table -Top member forces

6- The vertical member (V)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	3.9	0.9
V2	4.4	1.0
V3	3.7	0.8
V4	3.1	0.7
V5	2.4	0.5
V6	1.8	0.4
V7	1.1	0.2
V8	0.5	0.1
V9	-0.2	-0.05
V10	0.5	0.1
V11	1.1	0.2
V12	1.8	0.4
V13	2.4	0.5
V14	3.1	0.7
V15	3.7	0.8
V16	4.4	1.0
V17	3.9	0.9

Table (4–10)- Vertical member forces

7- The diagonal member(D)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
D1	-6.2	-1.4
D2	-5.2	-1.2
D3	-4.2	-0.9
D4	-3.3	-0.7
D5	-2.4	-0.5
D6	-1.5	-0.3
D7	-0.7	-0.2
D8	0.2	0.05
D9	0.2	0.05
D10	-0.7	-0.2
D11	-1.5	-0.3
D12	-2.4	-0.5
D13	-3.3	-0.7
D14	-4.2	-0.9
D15	-5.2	-1.2
D16	-6.2	-1.4

Table (4–11)- diagonal member forces

8- The bottom member(B)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
B1	0.0	0.0
B2	-4.4	-1.0
B3	-8.0	-1.8
B4	-10.9	-2.5
B5	-13.1	-2.9
B6	-14.7	-3.3
B7	-15.7	-3.5
B8	-16.1	-3.6
B9	-16.1	-3.6
B10	-15.7	-3.5
B11	-14.7	-3.3
B12	-13.1	-2.9
B13	-10.9	-2.5
B14	-8.0	-1.8
B15	-4.4	-1.0
B16	0.0	0.0

Table (4–12)bottom member forces

- **Design of tension member :**
  - ✓ **Bottom member Max. tension = 777.6= 174.8 Kips**
    - **Tensile yielding**

      $Pu=\Phi*F_Y*Ag$

      $Ag=174.8\ /0.9*36=5.40\ in^2$

      Try HSS*5*5*3/8 =6.18 in^2

    - **Tensile rupture**

      $\Phi Pn=\Phi*F_u*(U*Ag)=0.75*58*(1*6.18)=268.83$ Kip > 174.8 Kip……**Ok**

  - ✓ **Diagonal member Max. tension = 300.2 KN= 67.5 Kips**
    - **Tensile yielding**

      $Pu=\Phi*F_Y*Ag$

      $Ag=67.5/0.9*36=2.1\ in^2$

      Try HSS 5*5*1/8 with Ag=2.23 in^2

    - **Tensile rupture**

    Two side gusset plate .

      $\Phi Pn=\Phi*Fu*(U*Ag)=0.75*58*0.993*2.23=96.33$ Kip> 67.5 Kip……**Ok**

- **Design of compression member**
  - ✓ **Vertical member Max. compression = 233 KN= 52.4 Kips**
    - **Take section member HSS 5*5*1/8**

      Section property: A=2.23 in^2, r_x =1.99 in, r_y =1.99 in

      L=1.5m= 4.92 ft

    - **Determine of the reduction factor for slender "stiffened element":**

      $$\lambda = \frac{b}{t} = 40$$

$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = \frac{1*4.92*12}{1.99} = 29.67 < 200$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.7 > 29.67 \text{ inelastic buckling}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL\backslash r)^2} = \frac{\pi^2 29000}{(29.67)^2} = 325.13 \text{ ksi}$$

$$\Longrightarrow Fcr = \left[0.658^{Fy/Fe}\right] * Fy = \left[0.658^{36/325.13}\right] * 36 = 34.37\ ksi$$

Nominal Strength

➔Pn= F_{cr}*Ag=34.37*2.23= 76.65 Kips

$$1.4\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 1.4\sqrt{\frac{29000}{36}} = 39.74 < \frac{b}{t} = 40 \rightarrow \text{slender element}$$

Local Buckling

Stiffened Cross-Section – Rectangular

Q_s=1.0 $\quad Q_a = \frac{A_{eff}}{A}$ AISC E7.2

Case (b) applies provided that

$\frac{b}{t} \geq 1.4\sqrt{\frac{E}{f}}$ $f = \frac{P_n}{A_{eff}}$ Code allows *f=F_y to avoid iterations*

A_{eff}: Summation of Effective Areas of Cross section based on reduced effective width b_e

$$b_e = 1.92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left(1 - \frac{0.38}{\frac{b}{t}}\sqrt{\frac{E}{f}}\right) \leq b$$

$$b_e = 1.92 * 1/8\sqrt{\frac{29000}{36}}\left(1 - \frac{0.38}{40}\sqrt{\frac{29000}{36}}\right) \leq 5$$

$$= 4.975 \leq 5 \text{ ...OK}$$

Loss of Area

$$2(b - b_e)t = 2(5 - 4.975) * 0.125 = 0.05\ in^2$$

$$A_{eff} = A_g - A_{lost} = 2.23 - 0.05 = 2.18\ in^2$$

Reduction Factor $Q_a = \frac{A_{eff}}{A} = \frac{2.18}{2.23} = 0.9776$ CONTROLS

$$Q = Q_s Q_a = 1(0.9776) = 0.9776$$

Local Buckling Strength

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Q\,Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{(0.9776)36}} = 135.2$$

$$> 29.67 = \frac{KL}{r} \text{ inelastic buckling}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL\backslash r)^2} = \frac{\pi^2 29000}{(29.67)^2} = 325.13 \text{ ksi}$$

$$\Longrightarrow Fcr = Q\left[0.658^{\left(Q*Fy/Fe\right)}\right] * Fy = 0.9776\left[0.658^{\left(0.9776*\frac{36}{325.13}\right)}\right] * 36 = 33.63 \text{ ksi}$$

Nominal Strength

➔Pn= F_{cr}*Ag=33.63*2.23= 75 Kips

Local Buckling Strength

Nominal Strength

➔Pn= F_{cr}*Ag=33.63*2.23= 75 Kips

Lateral Flexural Buckling Strength

➔Pn= F_{cr}*Ag=34.37*2.23= 76.65 Kips

LRFD $\emptyset_c P_n = 0.90(75) = 67.5 \text{ ksi} > P_u = 52.4 \text{ Kips} \ldots \text{OK}$

✓ **TOP member Max. compression = 777.8 KN= 174.9 Kips**

- **Take section member HSS 5*5*3/8**

  Section property: A= 6.18 in^2, r_x =1.87 in, r_y =1.87 in

  L=1.5m= 4.92 ft

- **Determine of the reduction factor for slender "stiffened element":**

$$\lambda = \frac{b}{t} = 11.3$$

$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = \frac{1*4.92*12}{1.87} = 31.57 < 200$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.7 > 31.57 \text{ inelastic buckling}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL\backslash r)^2} = \frac{\pi^2 29000}{(31.57)^2} = 287.18 \text{ ksi}$$

$$\Rightarrow Fcr = \left[0.658^{Fy/Fe}\right] * Fy = \left[0.658^{36/287.18}\right] * 36 = 34.16\ ksi$$

Nominal Strength

➔Pn= F_{cr}*Ag=34.16*6.18= 211.11 Kips

- **Check Compact :**

ʎp=1.12√ (E/Fy) =1.12√ (28000/36) = 31.8

ʎr=1.4√ (E/Fy) =1.4√ (28000/36) = 39.73

b/t and b/t < ʎp so Compact section

Lateral Flexural Buckling Strength

Nominal Strength

➔Pn= F_{cr}*Ag=34.16*6.18= 211.11 Kips

LRFD $\emptyset_c P_n = 0.90(211.11) = 67.5 \text{ ksi} > P_u = 174.9 \text{ Kips} \dots \text{OK}$

Design of weld:-

The calculations of weld based on the following:

1). Fillet Weld is used.

2). The plates are A36 (Fy = 36 ksi, Fu = 58 ksi).

3). The plate thickness is (t = 5/16 in).

4). The electrodes having FExx = 70 ksi.

5). The shielded metal arc welding (SMAW) is used.

- **Design of fillet weld between purlins and Trusses:**

Max. weld size (amax) = $t - \frac{1}{16} = \frac{1}{4} - \frac{1}{16} = \frac{3}{16} in.$

Min. weld size (amin) = $\frac{1}{8} in = \frac{2}{16} in$

∴ Use weld size (a) = $\frac{1}{8} in$.

⇨Design strength of weld:-

$\emptyset Rnw = \emptyset \times te \times 0.6 \times FExx$

$\emptyset Rnw = 0.75 \times \left(0.707 \times {}^{1}/_{8}\right) \times 0.6 \times 70 = 2.78 \, kips/\text{in}$

⇨Design strength of Truss:-

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 5/16$

$$= 6.75\ kips/\text{in} > 2.78\ kips/\text{in} \therefore ok$$

Or

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75\ \times 0.6 \times 58 \times 5/16$

$$= 8.156\ kips/\text{in} > 2.78\ kips/\text{in}\ \ \therefore ok$$

Vucomb2= $\frac{1.2}{4.448}$ = 0.27 kips

$$Lw_{2=}\frac{0.27/2}{2.78} = 0.05in \dots\dots\dots\dots\dots take\ 2in$$

- Design of weld between the vertical member and the Gusset plate in the corners of the truss:-

The section of the vertical member is HSS 5*5*1/8

Member property…… Ag = 2.23 in2

The value of Max. compression in the vertical member is Vu= 52.4 kips.

➔ Because we have two side gusset plateVu= 26.2 kips

Fig.() weld forces vertical member

Max. weld size (amax) = $t = \frac{1}{8} in.$

Min. weld size (amin) = $\frac{1}{8} in.$

∴ Use weld size (a) = $\frac{1}{8} in.$

⇨Design strength of weld:-

$\emptyset Rnw = \emptyset \times te \times 0.6 \times FExx$

$\emptyset Rnw = 0.75 \times \left(0.707 \times {}^{1}/_{8}\right) \times 0.6 \times 70 = 2.78\ kips/\text{in}$

⇨Design strength of base material:-

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0\ \times 0.6 \times 36 \times 5/16$

$= 6.75\ kips/\text{in} > 2.78\ kips/\text{in}\ \ \therefore ok$

Or

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75\ \times 0.6 \times 58 \times 5/16$

$= 8.15\ kips/\text{in} > 2.78\ kips/\text{in}\ \ \therefore ok$

$F_1 = 2.78 * 5 = 13.9\ Kips$

$F_2 = 26.2 - 13.9 = 12.3\ Kips$

$$Lw_{2=}\frac{12.3}{2.78} = 4.43\ in \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots take\ 5\ in$$

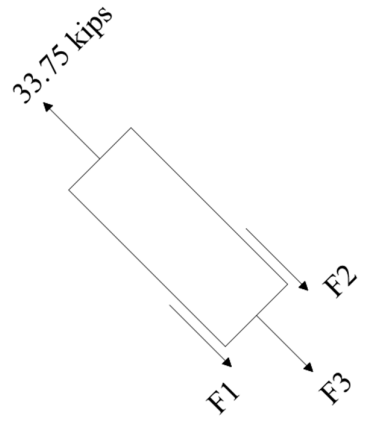
- Design of weld between the diagonal member and the gusset plate:-

The section of the diagonal member is $\left(HSS\ 5 * 5 * \frac{1}{8}\right)$.

Member property…… Ag = 2.23 in2

The value if Max.Tension in the diagonal member is Tu = 67.5 kips.

➔ Because we have two side gusset plateVu= 33.75 kips



(4-27) weld force on diagonal member

Max. weld size (a_{max}) = $t = \frac{1}{8} in.$

Min. weld size (a_{min}) = $\frac{1}{8} in.$

∴ Use weld size (a) = $\frac{1}{8} in.$

⇨Design strength of weld:-

$\emptyset \text{Rnw} = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{EXX} = 0.75 \times \left(0.707 \times {}^{1}/_{8}\right) \times 0.6 \times 70 = 2.78$ kips./in

⇨Design strength of base material:-

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fy) \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 5/16$

$= 6.75\ kips/in > 2.78 kips/in \quad \therefore ok$

Or

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0.6 \times Fu) \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 5/16$

$= 8.15\ kips/in > 2.78\ kips/in \quad \therefore ok$

$F_3 = 5 * 2.78 = 13.9\ Kips$

$\Sigma Mat F_1 = 0$

$= F_3 * 2.5 + F_2 * 5 - 33.75 * 2.5 = 13.9 * 2.5 + F_2 * 5 - 33.75 * 2.5 = 0$

$\Rightarrow F_2 = 9.925\ kips$

$F_1 = 33.05 - 13.9 - 9.925 = 9.925\ kips$

$$Lw1 = \frac{F1}{\emptyset Rnw} = \frac{9.925}{2.78} = 3.57\ in \quad \therefore use\ 4\ in.$$

$$Lw2 = \frac{F2}{\emptyset Rnw} = \frac{9.925}{2.78} = 3.57\ in \quad \therefore use\ 4\ in.$$

Check for rupture

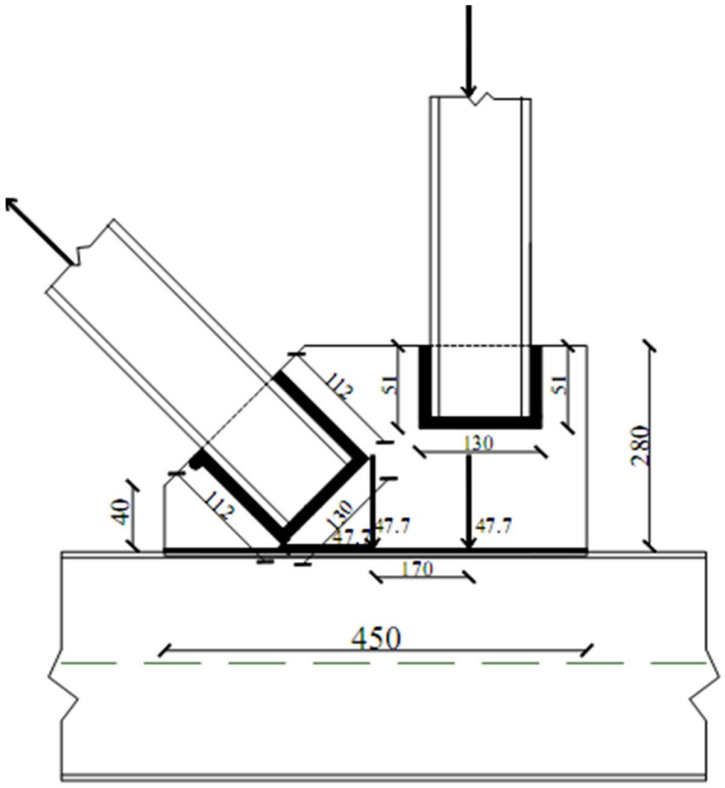
$U = 1$

$\emptyset tPn = 0.75 \times Fu \times Ae$

$$\emptyset tPn = 0.75 \times 58 \times (1 \times 2.23) = 97\ kips > 33.75\ kips \ \therefore ok$$

- Design of weld between the bottom member and the gusset plate:-

The section of the bottom member is



(4-28) weld between gusset plate and bottom member

28 cm/2.54= 11 in

45cm/2.54= 17.72 in

$R_u = \sqrt{[Rv + Ry]^2 \ * \ \ [Rh + Rx]^2}$

$Rv = \frac{Py}{L} = 0$

$Rh = \frac{Px}{L} = \frac{47.7/2}{17.72} = 1.35\ kip/in$

$Ip = 2 * \frac{17.72^3}{12} = 927.34\ in^3$

$Rx = \frac{M * y}{Ip} = 0$

$Ry = \frac{M * x}{Ip} = \frac{(47.7/2 * 11) * (\frac{11}{2})}{927.34} = 1.556$

$R_u = \sqrt{[0 + 1.556]^2 \ * \ \ [1.35 + 0]^2} = 2.06\ kips/in$

$\emptyset R_{nw} = R_u$

$0.75(0.707a) * 0.6 * 70 = 2.06 \Rightarrow \ \ a = 0.092\ in$

⇨ take a=1/8 in

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

1-5 النتائج

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

1-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

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

3- التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2-5 التوصيات

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بينالمصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً .
2. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

4. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

قائمة المصادر والمراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.
3. واكد , خليل إبراهيم , **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ,دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع , جمهورية مصر العربية ,2001 م .

4. **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE *(ACI-318M-02)* AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).**

5. **Uniform Building Code (UBC-97).**

الملاحق

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)

الاحمال الحية للارضيات والعقدات

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

نوع المبنى		الاستعمال	الحمـــل المـــوزع	الحمل المركز البديل
عـــام	خاص	الاشغـــال	كن/م^2	كن
تابع المبانـــي التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب علـــى عربـــات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخـــزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركـــة المركبـــات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها مـــن أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممـــرات والمـــداخل والأدراج و بـــسطات الأدراج الثانويـــة.	3.0	2.7

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.

٥

الفصل الخامس

النـــتـــائج وَ التـــوصيـــات

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

١- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.

٢- إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

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

تم بحمد الله