التصميم الإنشائي لـ " منشأه لذوي الاحتياجات الخاصة " المقترح إنشاؤه في مدينه حلحول.

فريق العمل

وئام بسام قطيط **ضياء سمير عادي**

فراس غيث

إشراف :

م. سفيان الترك .

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 – ٢٠١٢م

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـ " منشأه لذوي الاحتياجات الخاصة " المقترح إنشاؤه في مدينه حلحول.

فريق العمل

وئام بسام قطيط **ضياء سمير عادي**

فراس غيث

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. سفيان الترك	د. غسان دويك
.....	.....

كانون الأول - ٢٠١٢م

الإهـــــــــداء

إلى ....المعلم الأول سيد البشرية .... رسولنا محمد بن عبد الله [عليه السلام].

إلى....من هم أحق منا بالحياة إلى.....الشهداء

إلى....الأسود الرابضة خلف القضبان

إلى من كسروا قيد السجان إلى ....الأسرى

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى .....أبي العزيز

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى.....أمي العزيزة

إلى....عنوان سعادتي إلى.....إخوتي الأعزاء

إلى....هبة السماء إلى.....أصدقائي الأوفياء

إلى....الشموع المحترقة لإنارة الدرب إلى .....أساتذتي

إلى....من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار.....زملائي و زميلاتي

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي

إلى....من أحبني و أحببته

نهدي هذا البحث

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري .

إلى المشرف على هذا المشروع المهندس....سفيان الترك .

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا ..... أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ " منشأه لذوي الاحتياجات الخاصة " المقترح إنشاؤه في مدينه حلحول.

فريق العمل

وئام بسام قطيط **ضياء سمير عادي**

فراس غيث

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٢م

إشراف
م.سفيان الترك

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

المشروع عبارة عن منشأة لذوي الاحتياجات الخاصة حيث يتكون من **أربعة طوابق متعددة الاستخدام** ,فطابق التسوية يحوي على مساحات **لما** تحتاجه المنشأة من خدمات مثل غرفة كهرباء ,وغرفة غسيل ,وغرفة تنظيف ,وغرفة صيانة ,**اما الطوابق الثلاثة الاخرى فتستخدم كمطعم وغرف للنوم و مسبح وغرف** للتأهيل و غرف للموظفين ومكاتب و قاعات ,ونتيجة لكبر حجم **المنشأة** ووجود تنوع في شكله فسيتم استخدام **انواع مختلفة** من العناصر الانشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الاحمال في المسافات البعيدة بين الاعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة ,**اضافة لوجود** منطقة تحتاج لتصميم Truss حتى يتم اخراج المبنى حسب ما هو مصصم معماريا, وما يميز تصميمه المعماري عن غيره هو طرقة ترابط الكتل ببعضها والفكرة المعمارية المنبثق منها المشروع .

ومن الجدير بالذكر انه **تم استخدام** الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ,ولتحديد أحمال الزلازل تم **استخدام** (U.B.C- 97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم **المقاطع فقد تم استخدام** الكود الأمريكي (ACI_318- 08) ,ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Atir12, Autocad2010, Office2010, 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 نخلص 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

Structural Design of Center of rehabilitation of special needs

Prepared by

Wiaam Iqtet Diya Adi

Feras gath

Palestine Polytechnic University -2012

Supervisor

Eng .Sufian Alturk

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.

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.

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

الموضوع	رقم الصفحة

صفحة تقرير المشروع	I
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
صفحة الإهداء	III
صفحة الشكر والتقدير	IV
صفحة الملخص باللغة العربية	V
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	VII
فهرس المحتويات	IX
List of abbreviations	XII
فهرس الجداول	XIV
فهرس الأشكال	XV
List of Figures	XVI
الفصل الأول : المقدمة	1
١-1 المقدمة	2
١-٢ أهداف المشروع	2
١-٣ مشكلة المشروع	3
١-٤ حدود مشكلة المشروع	3
١-٥ المسلمات	3
١-٦ فصول المشروع	3
١-٧ إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	5
٢-١ مقدمة	6
٢-٢ لمحة عامة عن المشروع	6
٢-٣ موقع المشروع	6
٢-٣-١ أهمية الموقع	7
٢-٣-٢ حركة الشمس والرياح	8
٢-٣-٣ الرطوبة	8
٢-٤ وصف طوابق المشروع	8
٢-٤-١ طابق التسوية	8
٢-٤-٢ الطابق الأرضي	9
٢-٤-٣ الطابق الأول	12
٢-٤-٤ الطابق الثاني	15
	15
٢-٥ الواجهات	17
٢-٥-١ الواجهة الشمالية	17
٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية	18
٢-٥-٣ الواجهة الشرقية	18
٢-٥-٤ الواجهة الغربية	18
٢-٦ وصف الحركة والمداخل	19
٢-٧ الموقع العام	19
٢-٨ المدخل	19

الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	20
٣-١ مقدمة	21
٣-٢ هدف من التصميم الإنشائي	21
٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي	21
٣-٤ الأحمال	22
٣-٤-١ الأحمال الميتة	22
٣-٤-٢ الأحمال الحية	22
٣-٤-٣ الأحمال البيئية	23
٣-٤-٣-١ أحمال الرياح	23
٣-٤-٣-٢ أحمال الثلوج	25
٣-٤-٣-٣ أحمال الزلازل	25
٣-٥ الاختبارات العملية	26
٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	26
٣-٦-١ العقدات	26
٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	26
٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين	27
٣-٦-١-٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	28
٣-٦-١-٤ العقدات (Flat Plate)	28
٣-٦-٢ الأدراج	29
٣-٦-٣ الجسور	29
٣-٦-٤ الأعمدة	30
٣-٦-٥ جدران القص	31
٣-٦-٦ الأسلس	32
٣-٧ فواصل التمدد (Expansion Joints)	33
٣-٨ الجمالونات (Truss)	34
٣-٩ برامج الحاسوب	34
الفصل الخامس : النتائج و التوصيات	١١٢
٥.١ المقدمة	١١٣
٥.٢ النتائج	113
٥.٣ التوصيات	114

Subject	**Page**
Chapter 4 : Structural Analysis and Design	35
4-1 Introduction	36

4-2 Factored Loads 37
4-3 Slab thickness Calculation 37
4-4 Load Calculation 37
4-5 Design of Topping 39
4-6 Design of Rib(1) 40
4-7 Design of beam (B5) 45
4-8 Design of two-way ribbed slab 56
4-9 Design of one-way solid slab for stair 63
4-10 Design of circular short column (5) 67
4-11 Design of long column (c18) in ground floor 69
4-12 Design of truss column 72
4-13 Design of bunching (two-way shear at an interior column in flat plate) 74
4-14 Design of stair(2) 76
4-15 Basement wall 83
4-16 Truss design 86
4-17 Design of isolated footing (F5) 104
4-18 Design of shear wall 109

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.
- **$f_c^{`}$** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.

- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة

١-١	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٢/٢٠١١)	4
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	22
٢-٣	الأحمال الحية لعناصر المبنى	22
٣-٣	سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني	23
٤-٣	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	25
١-٤	Calculation of the Total load for Rib(1)	38
2-4	Calculation of two-way dad load	59
3-4	Sheet metal for 2 and 3 spans	89
4-4	Vertical member forces	90
5-4	Top member forces	91
6-4	Diagonal member forces	91
7-4	Bottom member forces	91
a-8-4	HSS dimension and properties	98
b-8-4	HSS dimensions and properties	99
a-9-4	w- shapes	100
b-9-4	w- shapes	101
a-10-4	Angles	102
b-10-4	Angles	103

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة

٢-١	خارطة الموقع الجغرافي	7
٢-٢	مسقط طابق التسوية	9
٢-٣	مسقط الطابق الارضي الجزء الشمالي	9
٢-٤	مسقط الطابق الارضي الجزء الجنوبي	10
٢-٥	مسقط الطابق الارضي الجزء الشرقي	11
٢-٦	مسقط الطابق الارضي الجزء الغربي	11
٢-٧	مسقط الطابق الارضي قلب المبنى	12
٢-٨	مسقط الطابق الاول الجزء الشمالي	12
٢-٩	مسقط الطابق الاول الجزء الجنوبي	13
٢-١٠	مسقط الطابق الاول الجزء الشرقي	14
٢-١١	مسقط الطابق الاول الجزء الغربي	14
٢-١٢	مسقط الطابق الاول قلب المبنى	15
٢-١٣	مسقط الطابق الثاني الجزء الشمالي	15
٢-١٤	مسقط الطابق الثاني الجزء الجنوبي	16
٢-١٥	مسقط الطابق الثاني الجزء الغربي	16
٢-١٦	مسقط الطابق الثاني قلب المبنى	17
٢-١٧	الواجهة الشمالية	17
٢-١٨	الواجهة الجنوبية	18
٢-١٩	الواجهة الشرقية	18
٢-٢٠	الواجهة الغربية	18
٢-٢١	الموقع العام	19
٣-١	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	24
٣-٢	العقدات ذات العصب الواحد	27
٣-٣	العقدات ذات العصب باتجاهين	27
٣-٤	العقدات المصمته ذات الاتجاه الواحد	28
٣-٥	Flat Plate	28
٣-٦	الدرج	29
٣-٧	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	30
٣-٨	أنواع الأعمدة	31
٣-٩	جدار قص	32
٣-١٠	أساس مفرد	33
٣-١١	فاصل تمدد	34

List of Figures

Figure # **Page**

	Description	
4-1	Spans Length of Rib(1)	37
4-2	Spans Length of Rib(1)	41
4-3	Rib(1) envelop	42
4-4	Beam (5) envelop	47
4-5	Two-way ribbed slab	57
4-6	Moment and shear diagrams	66
4-7	Column section	70
4-8	Interaction diagram	72
4-9	Static system of truss column	74
4-10	Punching area	75
4-11	Stair plan	77
4-12	Moment and shear on flight	79
4-13	Moment and shear on landing	82
4-14	Basement wall	84
4-15	Static system	84
4-16	Shear and moment diagram	85
4-17	Cross-section of sheet metal	87
4-18	Static system for purlins	88
4-19	Moment envelope for purlins	89
4-20	Shear envelope for purlins	89
4-21	Support reaction for purlins	90
4-22	Truss system	90
4-23	Weld forces vertical member	94
4-24	Weld forces on diagonal member	96
4-25	Weld between gusset plate and bottom member	97
4-26	Footing (5)	104
4-27	One-way shear tributary area	104
4-28	Two-way shear tributary area	105
4-29	Section and plan of footing 5	108
4-30	Moment shear diagram	109

1

الفصل الأول

المقدمة

١-١ المقدمة.

٢-١ أهداف المشروع.

٣-١ مشكلة المشروع.

٤-١ حدود مشكلة المشروع.

٥-١ المسلمات.

٦-١ فصول المشروع.

٧-١ إجراءات المشروع.

١-١ المقدمة

إذا تناولنا بصفة عامة،لوجدنا إن الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة ، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني خصوصا هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد على هذه البسيطة.

المهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بأرواح البشر .

والمهندس 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.

١- ٢ أهداف المشروع

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

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

١-٣ مشكلة المشروع

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمشروع "منشأة لذوي الاحتياجات الخاصة " 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 .

١-٤ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني و الأول من السنة الدراسية ٢٠١١-٢٠١٢ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.

١-٥ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١- ٦ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

١-٧ إجراءات المشروع

١) 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.

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

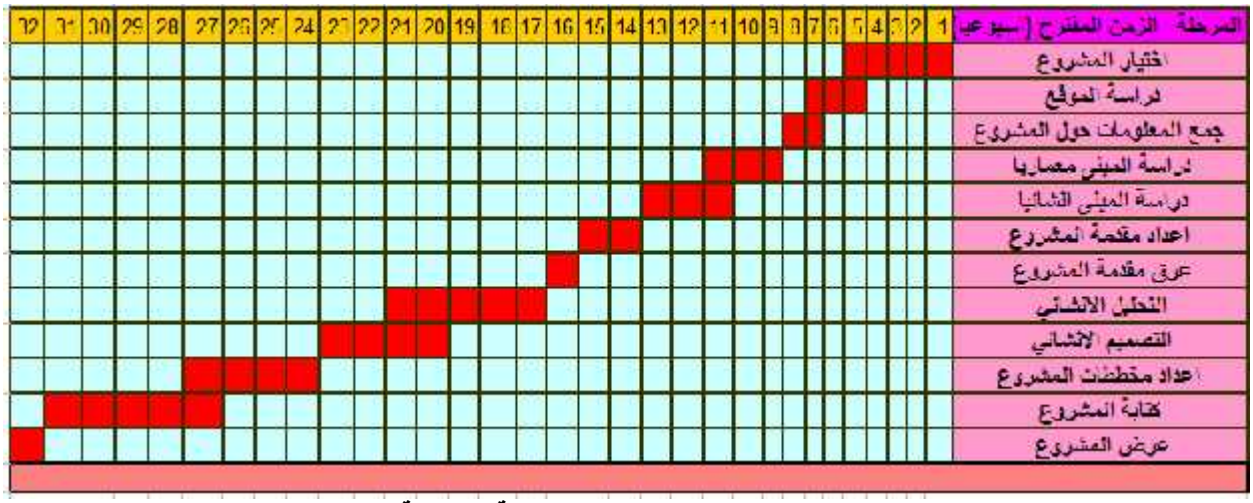
٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

٦) 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 (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٢\٢٠١١)

٢

الفصل الثاني

الوصف المعمَـاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع .

٢-٤ وصف طواقي المشروع .

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ وصف الحركة و المداخل .

٢-٧ الموقع العام .

٢-٨ المداخل.

٢-١ مقدمة :

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

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

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

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

المشروع عبارة عن منشأة لذوي الاحتياجات الخاصة في منطقة جنوب شرق حلحول ، تجمع بين الأقسام المختلفة للتأهيل من تأهيل وظيفي ومهني وأكاديمي، بالإضافة إلى كونها قادرة على دمج ذوي الاحتياجات الخاصه في مجتمعاتهم ويؤدون دورهم الإنساني كبقية البشر .

الفكرة مستوحاة من فلسفة الألم الممزوج بالأمل، لابد ليد الخير ان تزرع شجرة الامل ولا بد لشجره الصبر ان تطرح ثمارها .

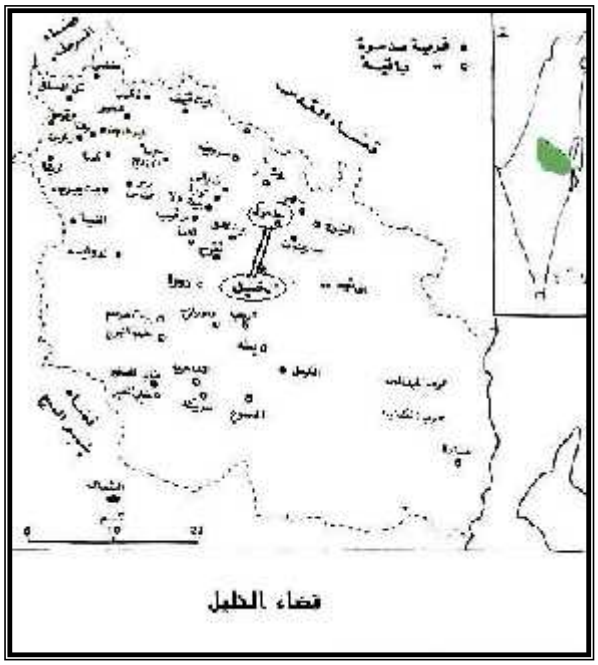
تقوم الفكرة بتجريد التعبير عن الألم بمثلث حاد الزوايا اسود اللون ذو الملمس الخشن والأمل بمستطيلات تحاول الخروج والتحرر من هذا الألم ،محاولة مراقصته بلونها الأبيض الناصع لتقضي على الألم ويبقى الأمل مرآة للمستقبل.

٢-٣ موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع هو جزء مقتطع من ارض واد قبون ،مدينة حلحول ، شمال مدينة الخليل ،جنوب الضفة الغربية،فلسطين تقع قطعة الأرض على هضبة جبلية أثرت في اعتدال مناخها ترتفع ٩٩٧م عن سطح البحر ، وترتبط بشبكة طرق رئيسية وهي شارع الخليل حلحول وشارع الخليل القدس .



الشكل (٢-١) خارطة الموقع الجغرافي.

٢-٣-١ أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

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

- جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
- شبكه المواصلات : بالإضافة الىتعدد الطرق المؤدية للموقع فهناك طرق فرعية تحيط بالأرض.
- الغطاء النباتي :- هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .
- أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجاريه ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح :

تتعرض مدينة حلحول إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا(جافة) واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة ،ونظرا لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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، وللرياح 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.

٢-٣-٣ الرطوبة:-

يتراوح معدل الرطوبة في المدينة ٦٤-٨٤% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثر في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر

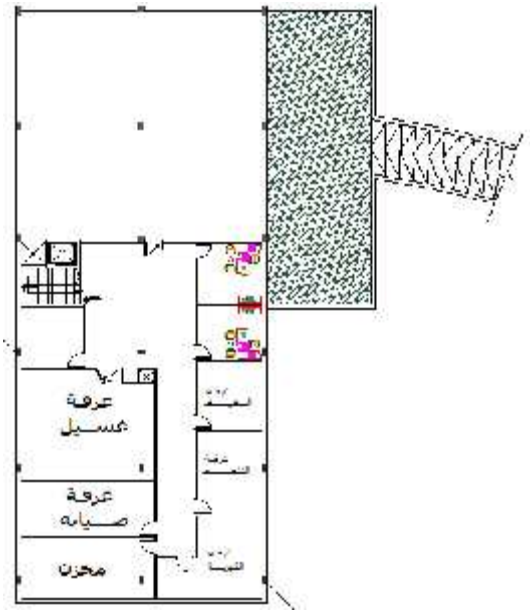
٢-٤ وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من أربعة طوابق ذات تنوع خدماتي موزعة وفق التالي :-

٢-٤-١طابق التسوية :-

(منسوب ١.٠٥-) بمساحة تقدر ب٧٠١ م^{٢}.

- يتكون طابق التسوية من غرفة كهرباء ، غرفة صيانة ، مخزن ، غرفة غسيل ، غرفة تنظيف و موقف يتسع لثلاث سيارات ، كما هو موضح في الشكل



الشكل (٢-٢) مسقط طابق التسوية.

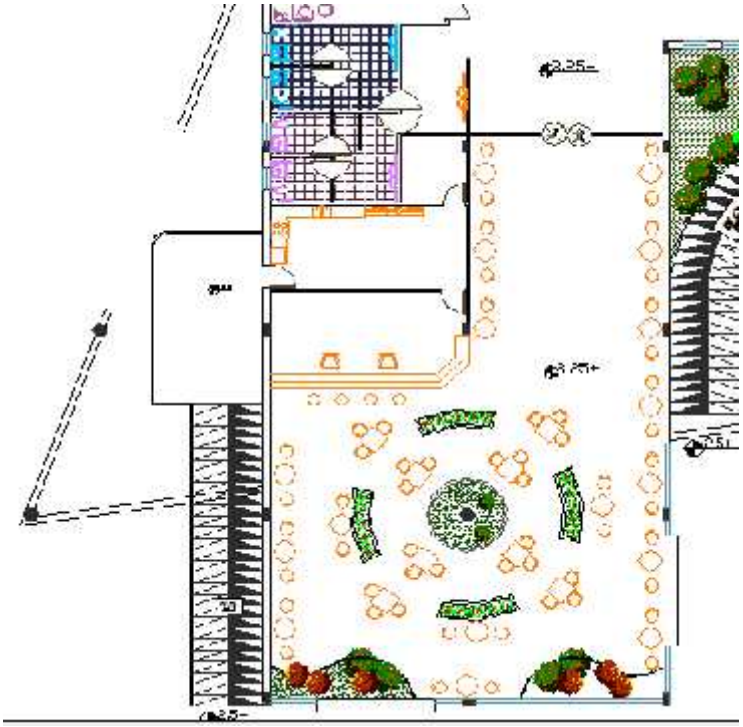
٢-٤-٢ الطابق الأرضي:-

(منسوب ٣.٢٥) بمساحة تقدر ب٣٤٠٨ م^{٢} .

و ينقسم الى خمسة أجزاء:

٢-٤-٢-١الجزء الشمالي :

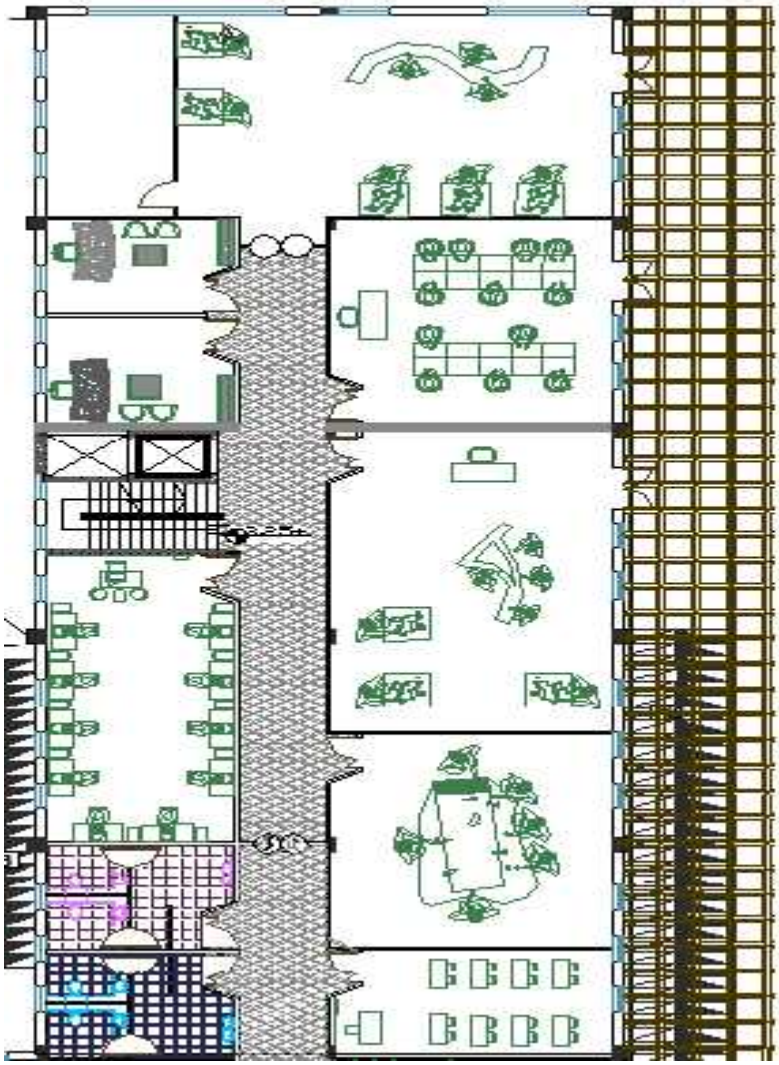
و يحتوي على قاعة طعام و مطبخ و مساحته ٤٩٠ م^{٢}.



الشكل (٢-٣) مسقط الطابق الارضي الجزء الشمالي.

٢-٤-٢-٢ الجزء الجنوبي :

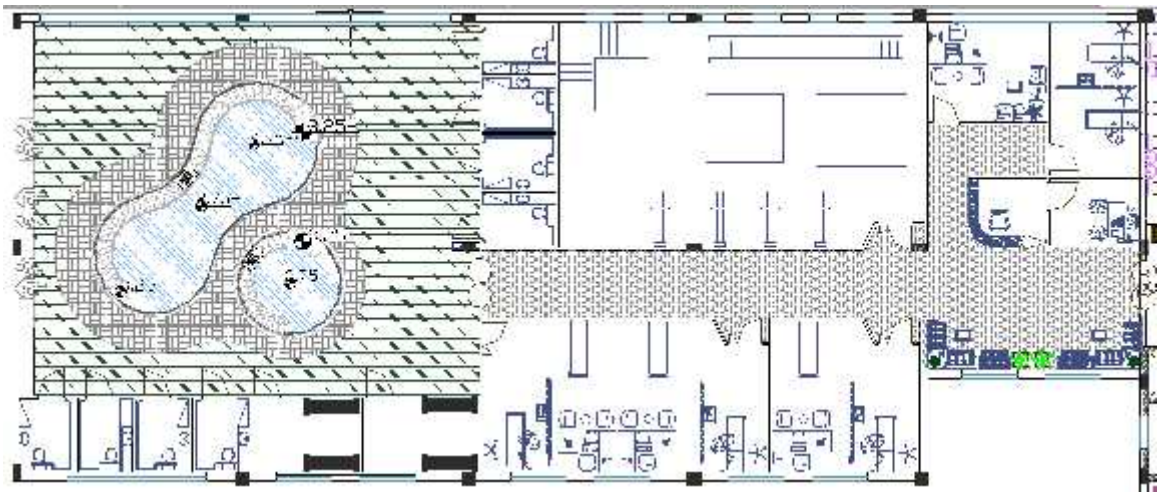
و يحتوي على غرف لإعادةالتأهيل و غرفة حاسوب و غرفة تدريس و غرف مشرفين بمساحة تقدر ب٦٨٤ م^{٢}.



الشكل (٢-٤) مسقط الطابق الارضي الجزء الجنوبي.

٢-٤-٢-٣ الجزء الشرقي :

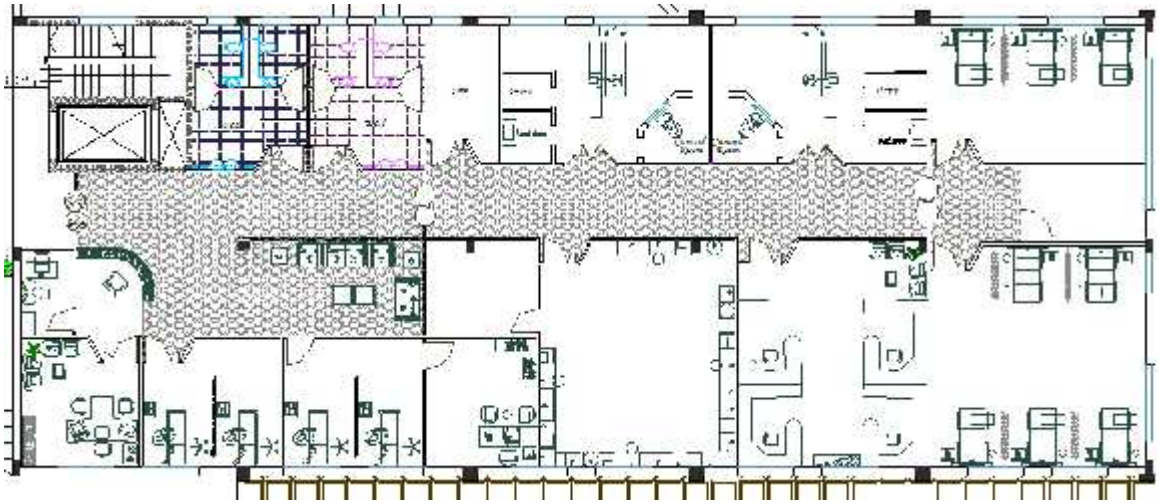
و يحتوي على مسبح خاص لذوي الاحتياجات الخاصة ،و غرف لتبديل الملابس ، و عيادات للأطباء ، و مركز للعلاج الفيزيائي ، و غرف للإدارة ، و استقبال ،بمساحه تقدر ب٦٥٢ م^{٢} .



الشكل (٢-٥) مسقط الطابق الارضي الجزء الشرقي.

٢-٤-٢-٤ الجزء الغربي :

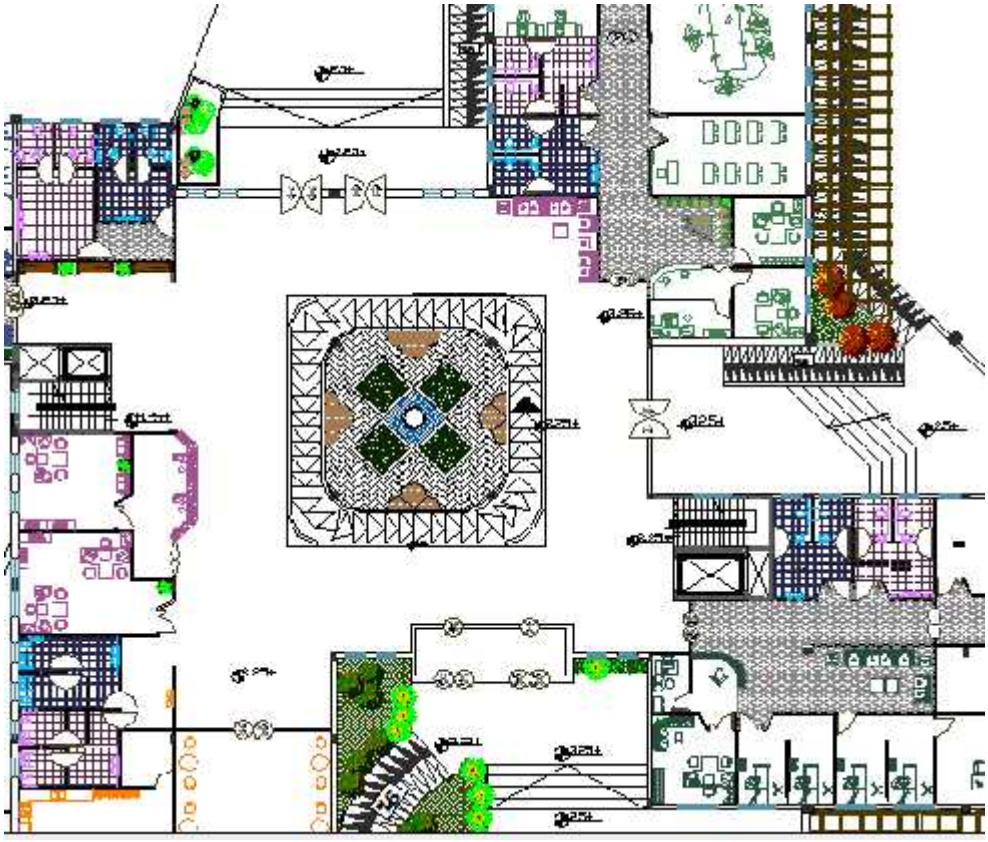
و يحتوي على غرف أسرة للمرضى ، غرف أشعه ، مختبر ، عيادات ، غرفة تخزين ،استقبال بمساحة تقدر ب٦٨٥ م^{٢} .



الشكل (٢-٦) مسقط الطابق الارضي الجزء العربي.

٢-٤-٢-٥ قلب المبنى :

و هو الجزء الزي يربط أجزاء المبنى بعضها ببعض و يحتوي على مداخل المبنى و الاستقبال و غرف للموظفين و يحتوي على Ramp تصل بين الطابق الأرضي و الطابق الأول بمساحة تقدر ب٨٧١ م^{٢} .



الشكل (٢-٧) مسقط الطابق الارضي قلب المبنى.

٢-٤-٣ **الطابق الأول :-**

- منسوب (٧.٢٥) بمساحة ٣١٢٦م^2 .

وينقسم الى :

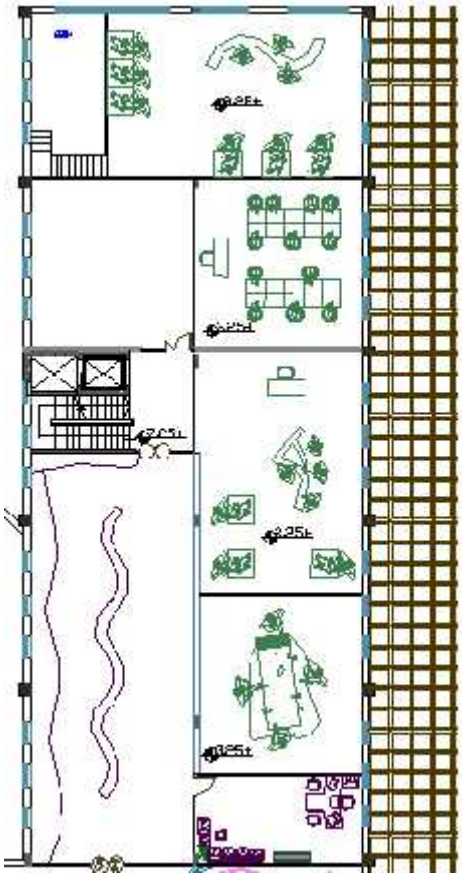
٢-٤-٣-١ الجزء الشمالي :

و يظهر به الزيادة بمساحة التكتل بإضافة جزء من تكتل المثلث و يحتوي هذا الجزع على مكاتب قاعة الاجتماعات و مكتبة بمساحه تقدر ب٦٠٨ م^2 .

الشكل (٢-٨) مسقط الطابق الاول الجزء الجنوبي.

٢-٤-٣-٢ الجزء الجنوبي :

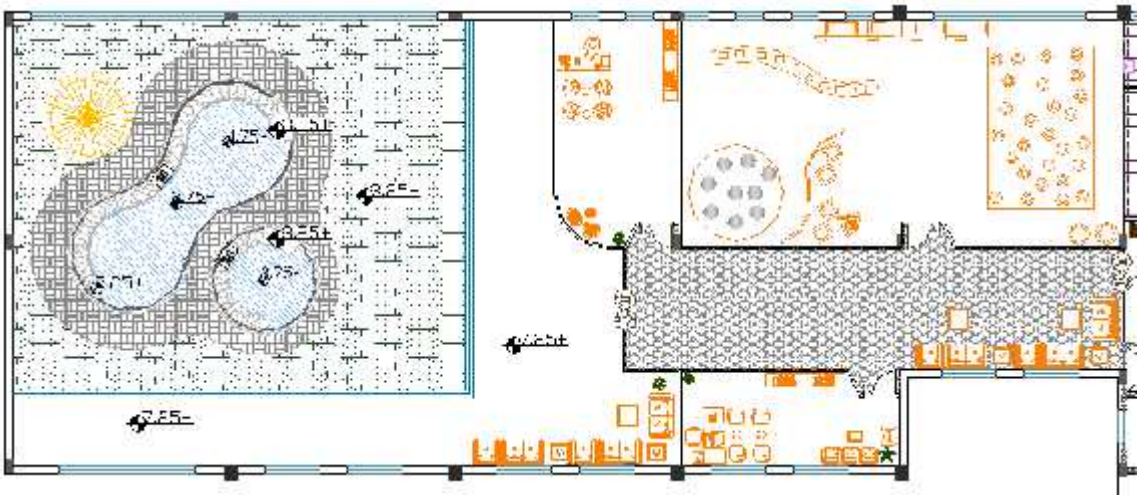
و يحتوي على معرض مطل على الطابق الأرضي بحيث يوجد تراجع في العقدة ليتيح مشاهده الطابق الأرضي و مساحة الطابق تقدر ب٣٠٠ م^{٢} .



الشكل (٢-٩) مسقط الطابق الاول الجزء الجنوبي.

٢-٤-٣-٣ الجزء الشرقي :

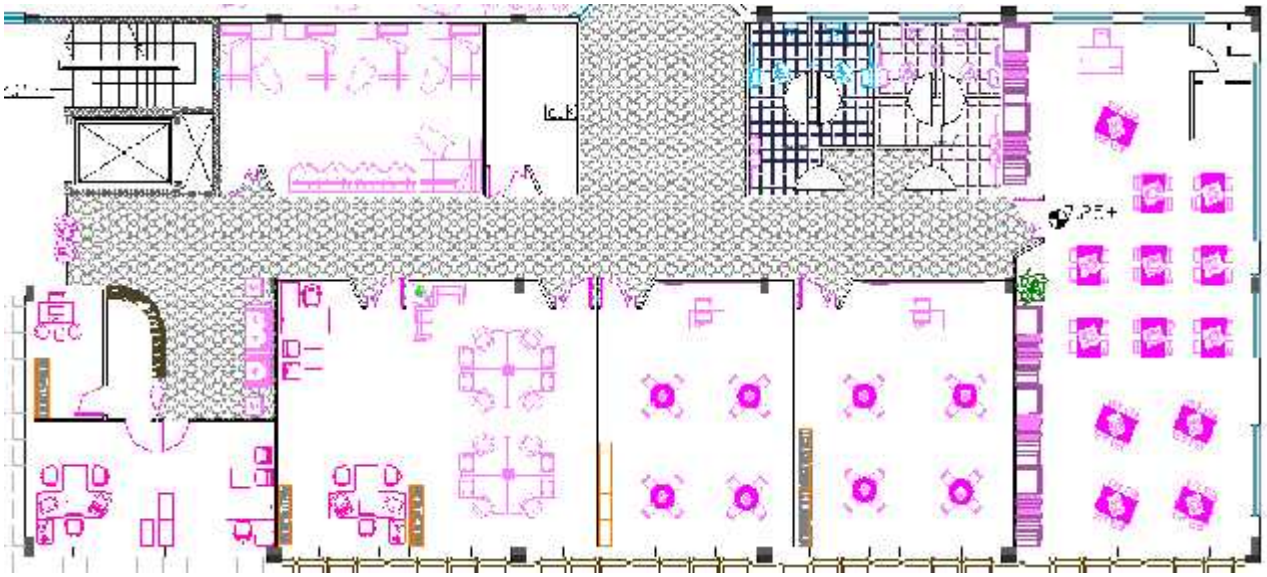
في هذا الجزء من المبنى يحصل تراجع في العقدة فوق منطقة المسبح و يحاط الفراغ بمنطقه زجاجيه ليتيح المشاهدة، ويحتوي الطابق على مكتبين بالإضافة الى مشغل للفنون والحرف بمساحه تقدر ب٤٢٤ م^{٢} .



الشكل (٢-١٠) مسقط الطابق الاول الجزء الشرقي.

٢-٤-٣-٤ الجزء الغربي :

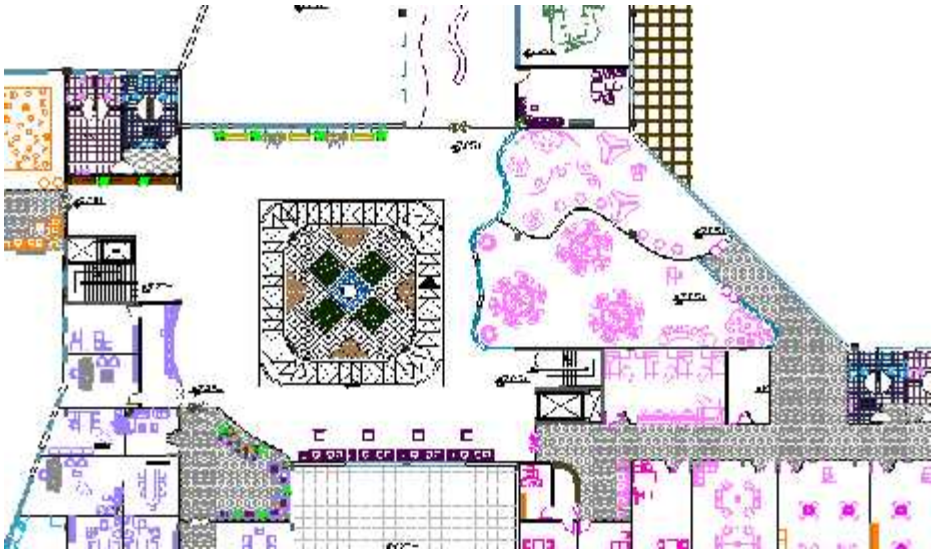
و يحتوي على المشاغل و قاعة للتدريس و مكاتب و غرفة للمبيت المؤقت بمساحه تقدر ب٦٨٥ م^{٢} .



الشكل (٢-١١) مسقط الطابق الاول الجزء الغربي.

٢-٤-٣-٥ اما قلب المبنى :

الواصل بين جميع أجزائه فيحتوي على ثلاث مكاتب و غرف لإعادةتأهيلالأطفال من ذوي الاحتياجات الخاصة و تقدر مساحته ب١٠٧٤ م^{٢}.



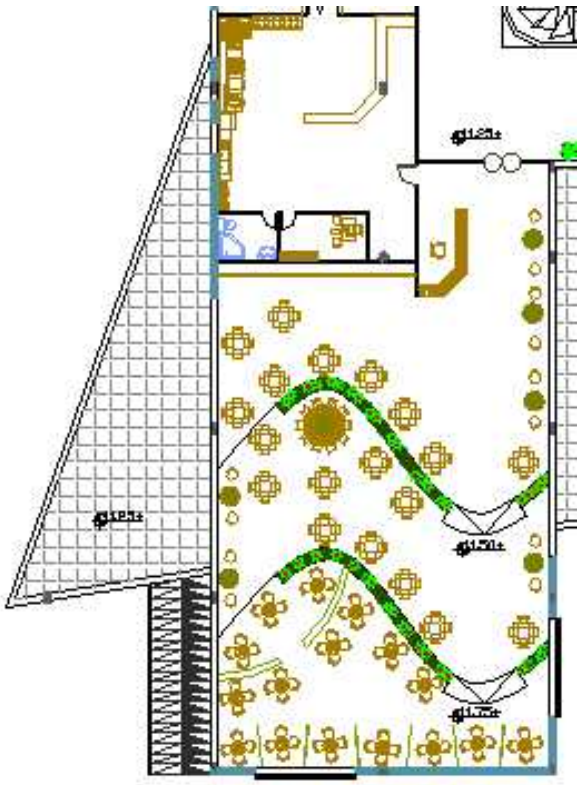
الشكل (٢-١٢) مسقط الطابق الاول قلب المبنى.

٢-٤-٤ الطابق الثاني :

عند هذا الطابق ينتهي الجزء الجنوبي و تنتهي كافة التكتلات المضافة في الطابق الأول لتصبح مساحة الطابق ٢٧٥٧ م^2 و منسوب (١١.٢٥) .

٢-٤-٤-١ الجزء الشمالي :

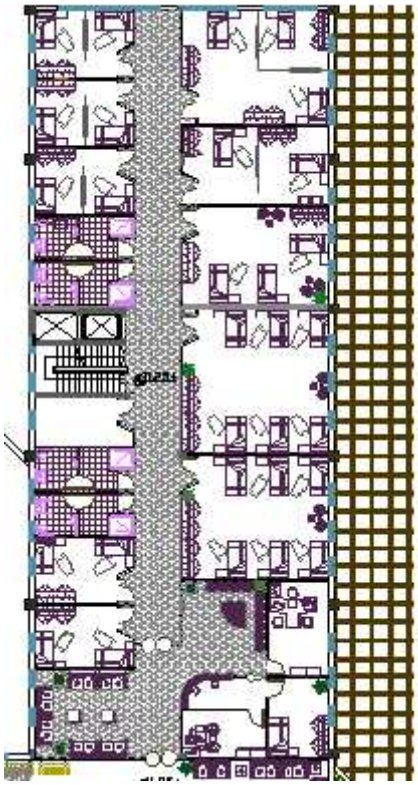
و تحتوي على مطعم و مطبخ تابع للمطعم بمساحة تقدر ب(٤٩٢ م^2) .



الشكل(٢-١٣) مسقط الطابق الثاني الجزء الشمالي.

٢-٤-٤-٢ الجزء الجنوبي :

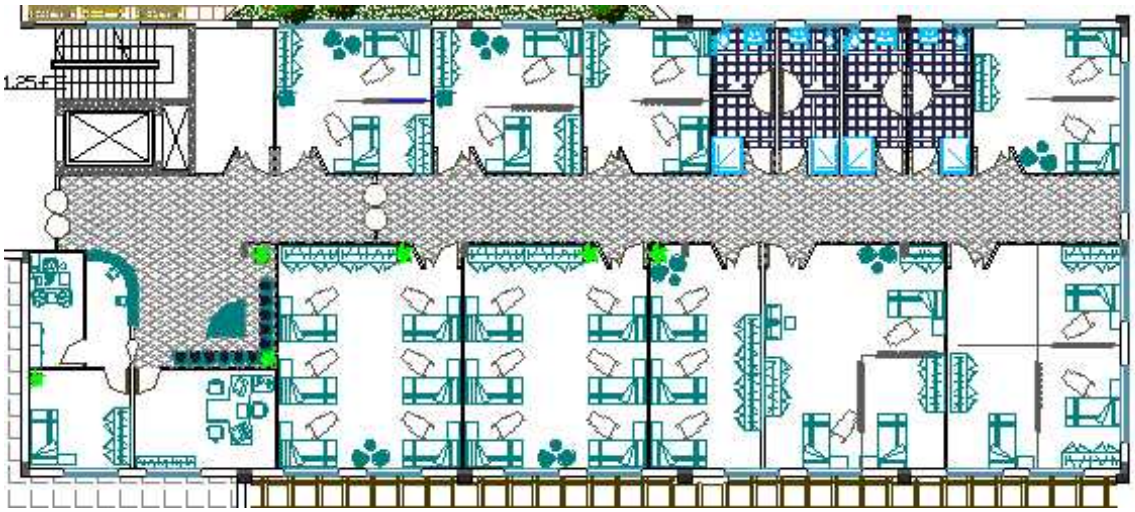
يحتوي على غرف نوم مؤقتة و غرفة استقبال و مكتبين و غرفة نوم للعاملين بمساحه تقدرب(٦٧٩م^{٢}).



الشكل (٢-١٤) مسقط الطابق الثاني الجزء الجنوبي .

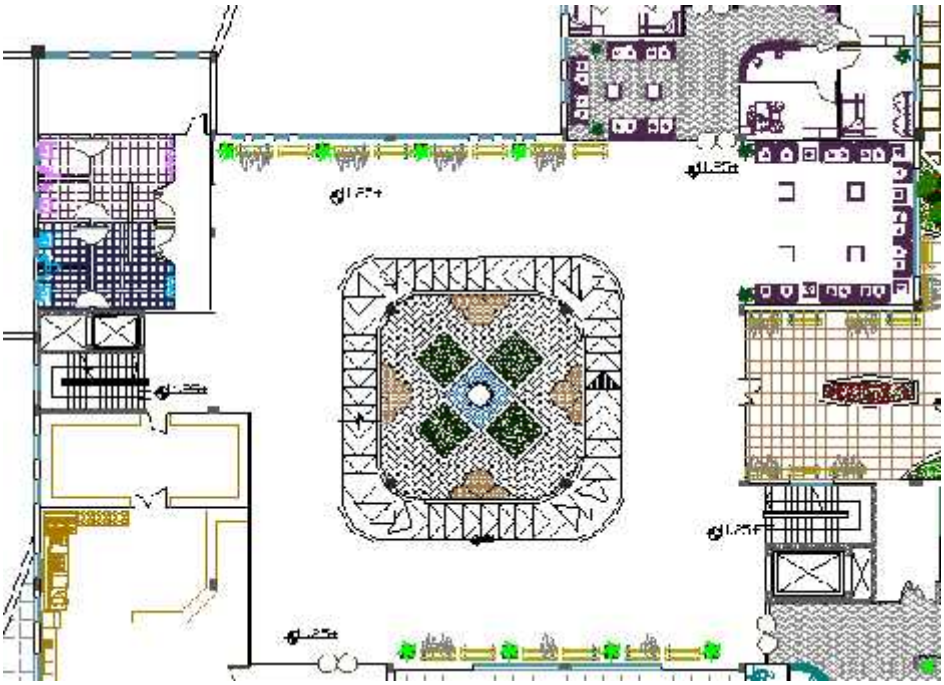
٢-٤-٤-٣ الجزء الغربي :

يحتوي على غرف نوم مؤقت و مكتبان و استقبال بمساحه تقدر ب(٦٨٥م^{٢}).



الشكل (٢-١٥) مسقط الطابق الثاني الجزء الغربي .

٢-٤-٤-٤ أما قلب المبنى :
يحتوي على مقاعد للجلوس و مخرج الى حديقة على شرفة خارجية و يحتوي على مخزن تابع للمطبخ في الجزء الشمالي و تقدر مساحته ب(٨٩٥م^{٢}).



الشكل (٢-١٦) مسقط الطابق الثاني قلب المبنى.

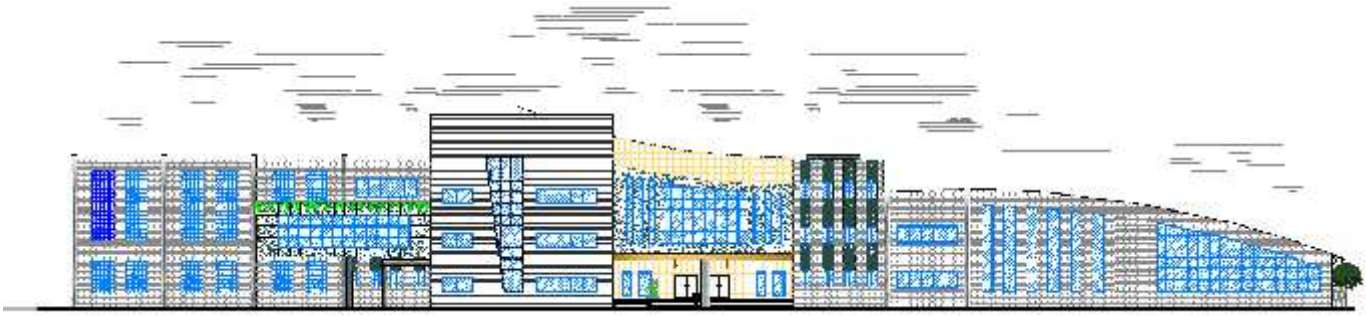
٢-٥ الواجهات :-

٢-٥-١ الواجهة الشمالية :
و يظهر فيها مدخل رئيسي و تتضح التكتلات في المبنى الذي يظهر الطابع المعماري .

الشكل (٢-١٧) الواجهة الشمالية.

٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية :

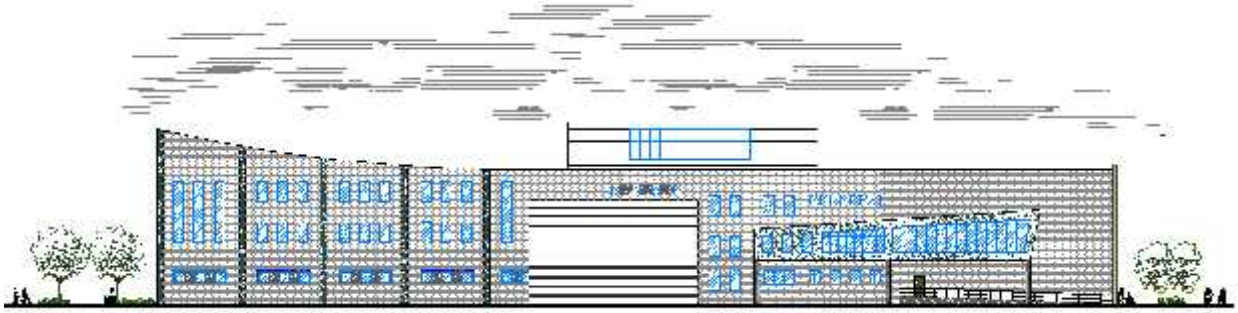
و يظهر فيها مدخر رئيسي آخر و تظهر التكتلات بشكل أوضح و التقوسات من أسفل الى أعلى و بالعكس .



الشكل (٢-١٧) الوجهة الجنوبية.

٢-٥-٣ الواجهة الشرقية :

و يظهر فيها مدخل فرعي يؤدي الى مطبخ الطابق الأرضي في الجزء الشمالي و يظهر تقوس التغطية لوسط المشروع بحيث تكون تغطية زجاجيه لإعطاءإضاءة جيده للمبنى .



الشكل(٢-١٩) الواجهة الشرقية.

٢-٥-٤ الواجهة الغربية :

و يظهر فيها مدخل آخر للمشروع و تظهر التكتلات بشكل أوضح.

الشكل (٢-٢٠) الواجهة الغربية.

٦-٢ وصف الحركة و المداخل :-

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاءالمبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجد إلRamp في وسط المبنى لتسهل عملية التنقل . و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

٧-٢الموقع العام :-

تمييز الموقع العام بمساحاته الخضراء ذات الميل المناسب لتنقل ذوي الاحتياجات الخاصة مع توفر ممرات للكرسي المتحرك ، و يحتوي الموقع على كراج للسيارات و ملاعب خاصة و مجموعه من البرك المائية لتضيف عنصر جمالي للموقع.

الشكل (٢-٢١) الموقع العام.

٨-٢ المداخل :-

يحتوي المشروع على مدخلين أساسيين:

١. المدخل الشمالي و هو للاستخدام المعتاد بحيث يوجد بقربه موقف سيارات .
٢. المدخل الغربي و هو للاستخدامات الخاصة بحيث يؤدي الى طابق التسوية مباشره .

٣

الفصل الثالث

الوصف الإنْشَائِي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي .

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي .

٣-٤ الأحمال.

٣-٥ الاختبارات العملية .

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

٣-٧ فواصل التمدد .

٣-٨ الجمالونات (Truss)

٣-٩ برامج الحاسوب.

٣-١ مقدمة :-

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

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

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي:-

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

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

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

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

٣-٤ الأحمال:-

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة و هي كما يلي:-

٣-٤-١ الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	البلاط	23

جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزه ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
2	المستشفيات	5
3	الأدراج	3
5	المطاعم	5
6	المكاتب	2.5

جدول(٣- ٢) الأحمال الحية لعناصر المبنى

٣-٤-٣ الأحمال البيئية:

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

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح

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

وسيتم اعتماد الكود **الألماني** (DIN 1055-5)**للحصول** على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (٣-٣) الموضح فيما يلي :-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/ m²)	0.50	0.80	1.1	1.30

جدول (٣ – ٣) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5

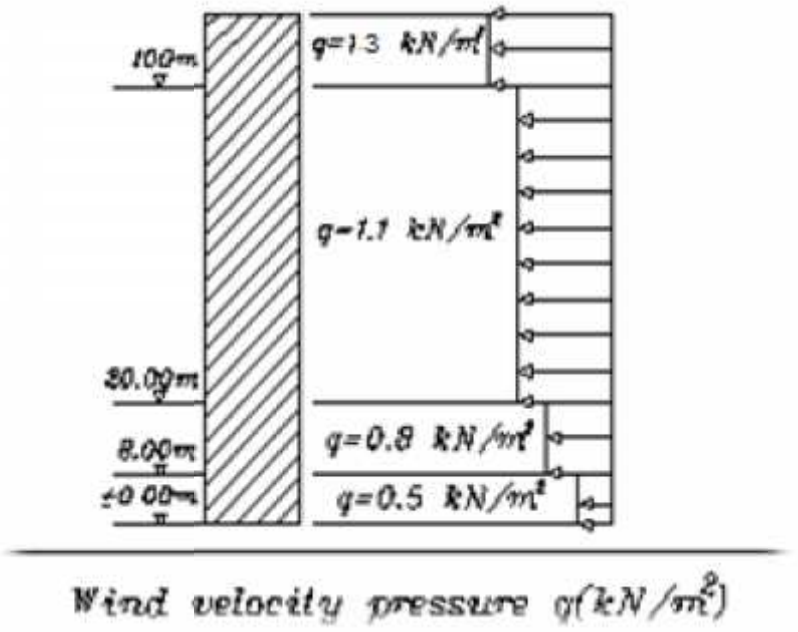
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

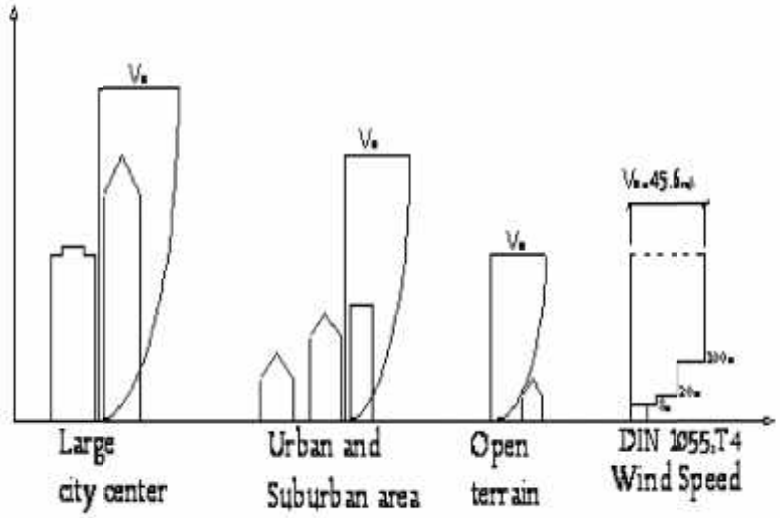
حيث أن :

q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/ m²).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .





الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .

3-٤-٣-٢ أحمال الثلوج:

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

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

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

جدول (٣ – ٤) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (997م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_L = \frac{997 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.4925(KN/m^2)$$

3-٤-٣-٣ أحمال الزلازل:

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

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

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثرسلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٥ الاختبارات العملية:

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

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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

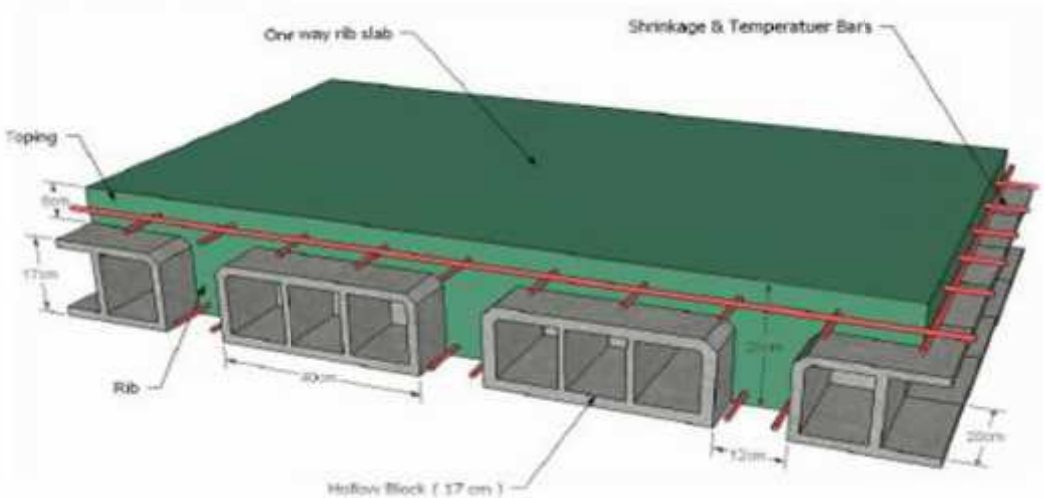
٣-٦-١ العقدات:

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

١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
٢. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
٣. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(one way solid slab).
٤. Flat plate

٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

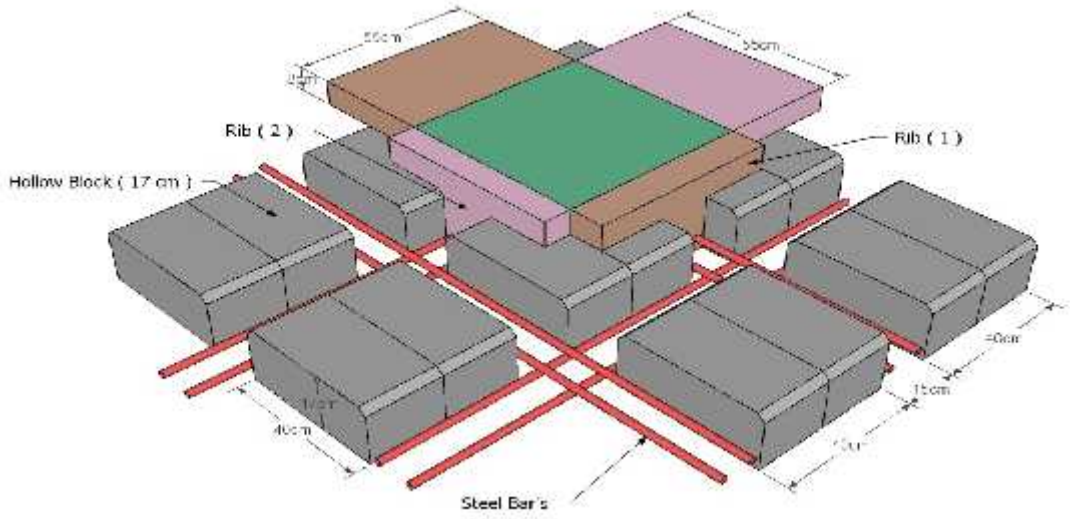
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليهالعصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٢)



الشكل (٣ – ٢) العقدات ذات العصب الواحد .

٣-١-٦-٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

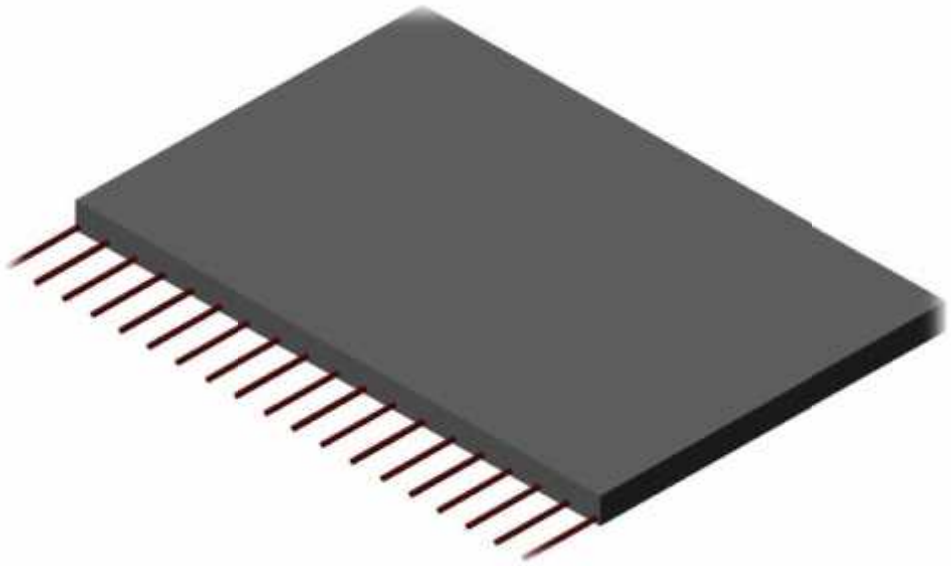
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٣):



الشكل (٣ – ٣) العقدة ذات العصب باتجاهين .

٣-١-٦-٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

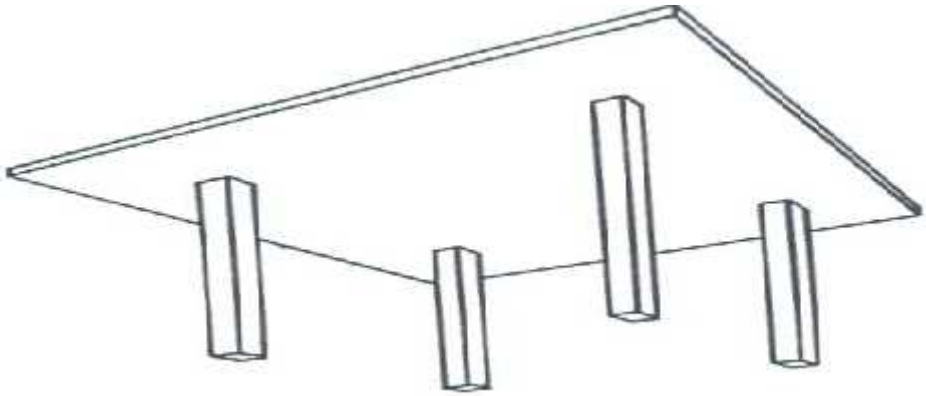
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، كما في الشكل (٣-٤):-



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

٣-٦-١-٤ Flat plate:

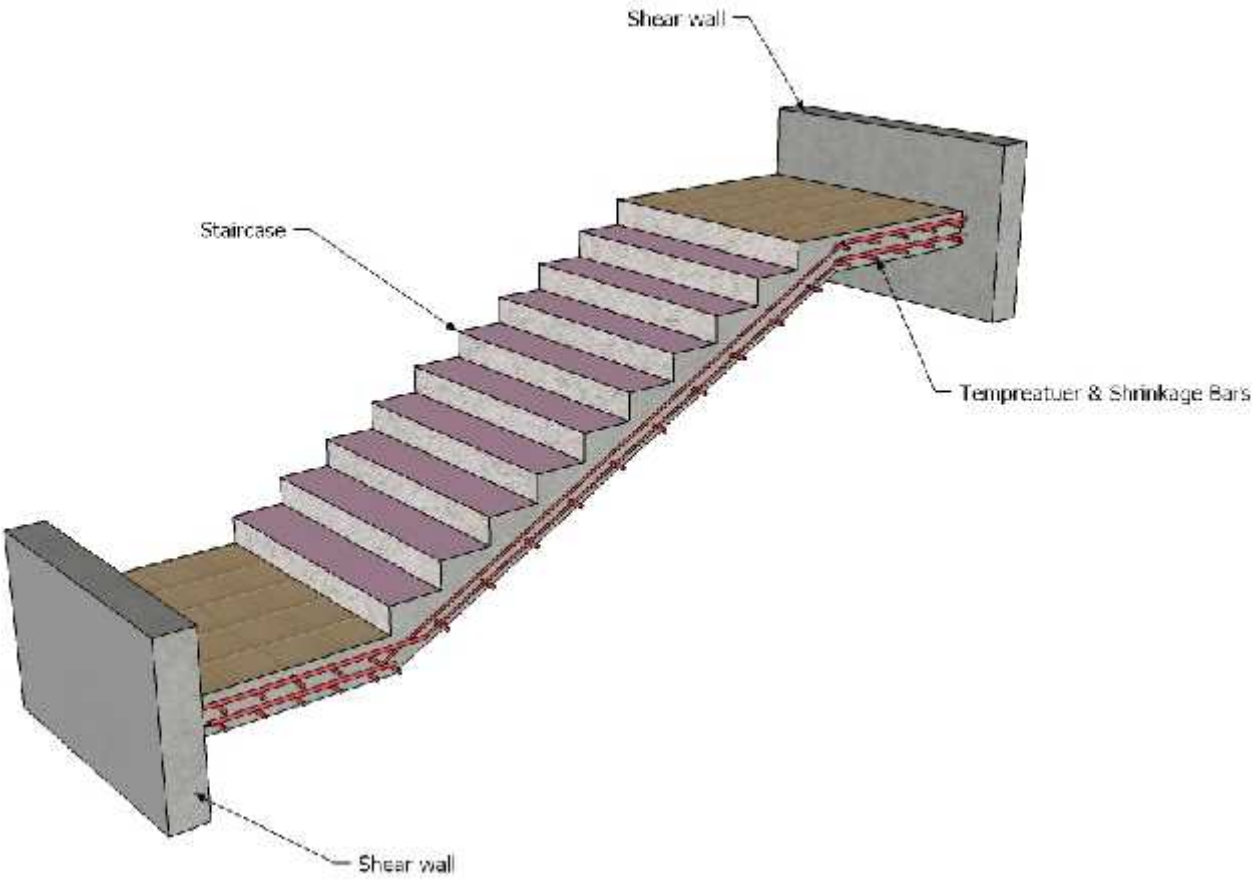
و تم استخدامها في حاله عدم انتظام في توزيع الأعمدة.



الشكل (٣ – ٥) :- Flat Plate .

٣-٦-٢ الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (٣-٦).



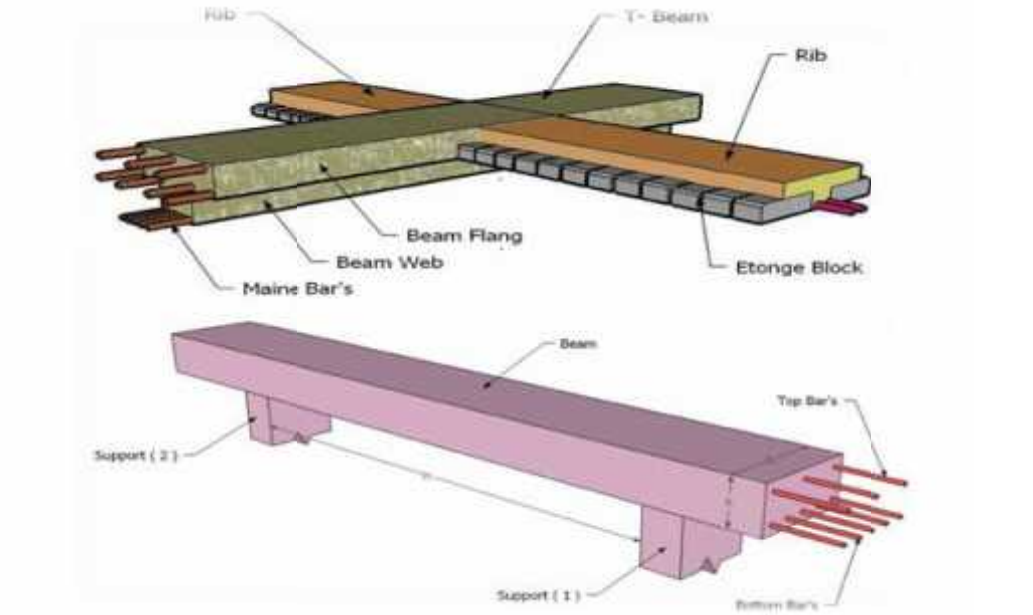
الشكل (٣ – ٦) :- الدرج .

٣-٦-٣ الجسور:-

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

١- جسور (Rectangular)
٢- وجسور (T-section) .
٣- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، **وبالكانات لمقاومة قوى القص وللشكل** (٣-٧) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



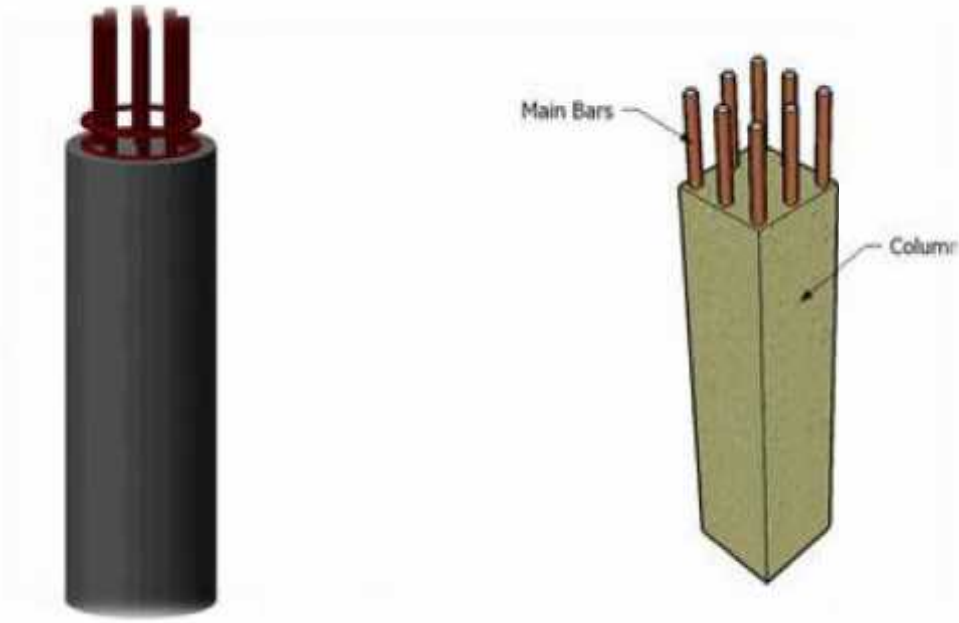
الشكل (٣ – ٧) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع .

٣-٦-٤ الأعمدة:

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

١- الأعمدة القصيرة (short column).
٢- الأعمدة الطويلة (long column).

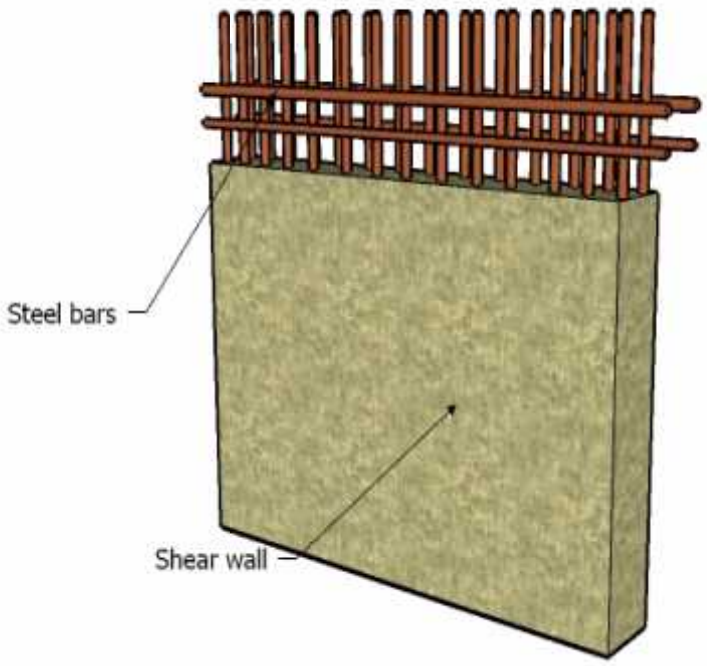
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:منها المستطيل والدائري ، **والمربع** ، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (٣-٨).



الشكل (٣ – ٨) : - انواع الاعمدة .

٣-٦-٥ جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (٣-٩).



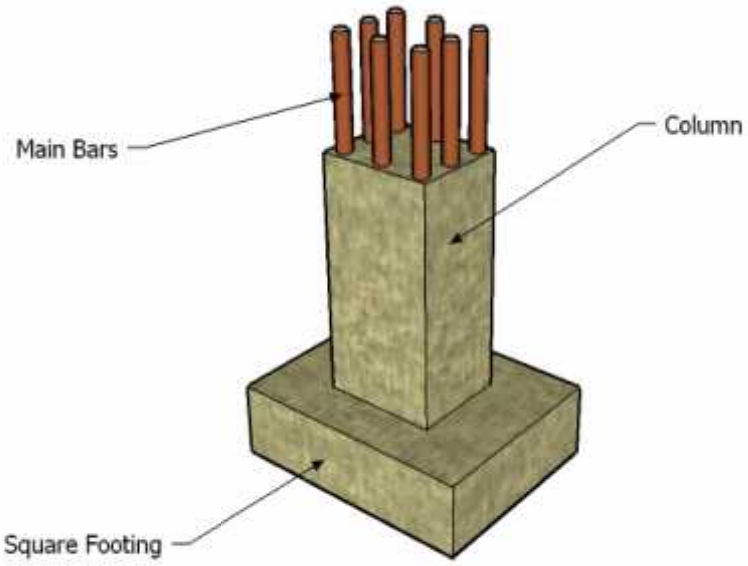
الشكل (٣-٩):- جدار قص .

٣-٦-٦ الأساسات:

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

١- أساسات مفصلة (Isolated footing)
٢- أساسات مزدوجة (Compound footing)
٣- أساسات شريطية.(continues footing)

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

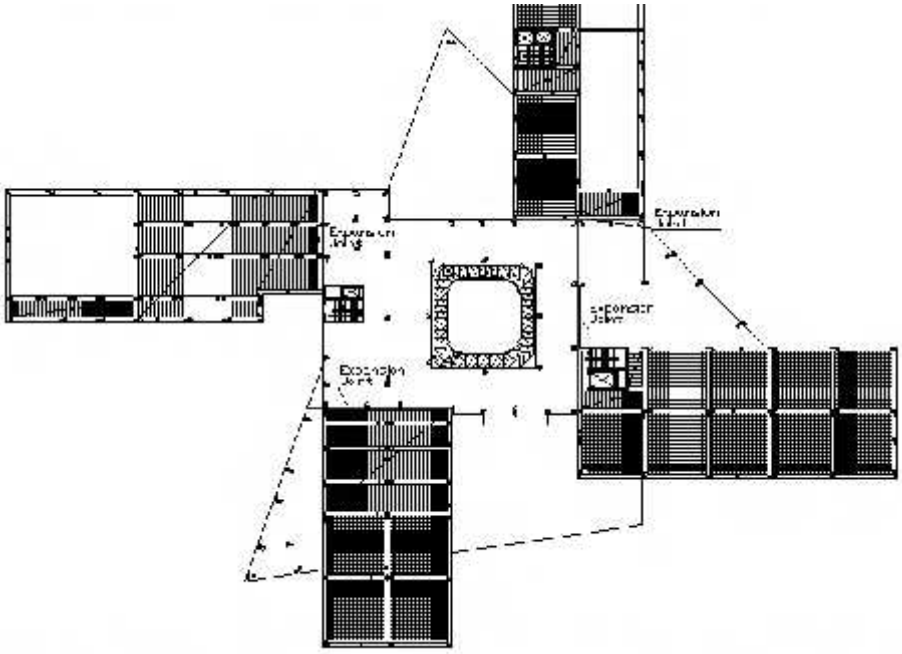


الشكل (٣ – ١٠) :- اساس مفرد .

٣-٧ فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

- من ٤٠ إلى ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إلى ٣٥م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .



الشكل (٣ – ١١) :-فواصل التمدد.

Truss-:٨-٣

هو عنصر إنشائييتألفمن مجمعه من الوحدات المثلثية المترابطه فيما بينها ، بحيث يتم تركيب **أجزاء** الـ Truss **باستخدام البراغي و البرلثم و اللحام** ،و يتميز بخفة وزنة و فضاءاتة الكبيرة .

٣-9 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

١. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
٣. Atir Software for Structural Calculations.
٤. Etabs
٥. Sap 15
٦. Safe
٧. Staad Pro

4

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4 -2Factored Loads.

4 -3Slabs Thickness calculation.

4 -4 Load Calculation.

4 -5 Design of Topping.

4 -6 Design of Rib (1).

4-7 Design of Beam (B5).

4-8 Design of two – way ribbed slab.

4-9 Design of one way solid slab for stair.

4-10 Design of circular short Column (5).

4-11 Design of long column (C18) in Ground Flour.

4-12 Design of Truss Column.

4-13 Design of Punching (Two-way shear at an Interior Column in Flat plat).

4-14 Design of stair (2).

4-15 Design of Basement wall.

4 -16 Design of truss.

4-17 Design of isolated footing.

4-18 Design of shear wall.

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 three types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab, and two way flat slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2007", Etabs, and Safe 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, it is 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- code.

NOTE:

- *B300…. $fc' = 30 N / mm^2 (MPa)$ For circular section

  but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$) .
- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}

4 -2 Factored Loads:-

q_u = **1.2DL + 1.6L***ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

4 -3Slabs Thickness calculation:-

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

For rib (R1), as shown in fig.

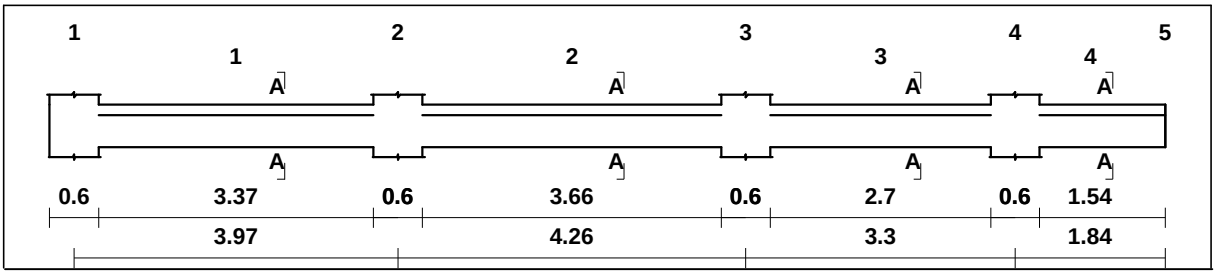


Fig. (4-1):Spans Length of Rib (R1).

➔From*ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h ≥:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{3.97}{18.5} = 0.214\ m$$

$$\frac{L}{8} = \frac{1.84}{8} = 0.23\ m$$

$$\frac{L}{21} = \frac{4.26}{21} = 0.203\ m$$

For Rib1, will use thickness of slab 32cm

4 -4 Load Calculation:-

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

❖ 4.4.1 Calculation of Dead load :-

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	**23**	**3**
Mortar	**22**	**3**
Sand	**16**	**7**
Topping slab	**25**	**8**
Hollow block	**10**	**24**
Rib	**25**	**24**
Plastering	**22**	**3**
partition	**1KN/m^2**	

Table (4-1) calculation of the total load for (R1)

Tile = 23*0.03*0.52=0.69 KN/m
Mortar = 22*0.03*0.52=0.3432 KN/m
Sand = 16*0.07*0.52=0.5824 KN/m
Topping = 25*0.08*0.52=1.04 KN/m
Block = 10*0.24*0.4=0.96 KN/m
Rib = 25*0.24*0.12=0.72KN/m
Plastering = 22*0.03*0.52=0.3432 KN/m
Partition =1*0.52=0.52 KN/m

➔Total dead load = 5.1988 KN/m/rib

❖ 4.4.2 Calculation of Live load:-

From Jordanian live loads table live load for hospital is 5 KN/m²

➔ Total live load = 5*0.52 = 2.6 KN/m/rib

4 -5 Design of Topping:-

❖ 4.5.1 Calculation of Dead load

Tile = 23*0.03*1=0.69KN/m
Mortar = 22*0.03*1=0.66KN/m
Sand =16*0.07*1=1.12 KN/m
Topping = 25*0.08*1=2 KN/m
Partition=1*1=1 KN/m

D.L $_{total}$ = 5.47 KN/m

❖ 4.5.2 Calculation of live load

L.L$_{total}$ = 5KN/m

➔Wu = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2*5.47 + 1.6*5 = 14.564KN/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{14.564 * 0.4^2}{12} = 0.194 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

$$s = \frac{bh^2}{6}$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.19 kN.m$$

Ø=0.55 for plain concrete

¤ $* Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 kN.m.$

¤ $* Mn = 1.2 > Mu = 0.194 KN.m.$

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° = 0.0018 *ACI-318-08 (7.12.2)*

$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$

A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

So number of bars =144/50.27 = 2.86

Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/2.86=349 mm

Check for max. Spacing

S=3h=3*80=240mm…… (Control)

S=450mm

S=380(280/f_s)-2.5C_c =380(280/.667*420)-2.5*20=330mm

S=300(280/fs) =300(280/0.667*420) =300mm

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

4 -6 Design of Rib (1):-

- Materials :-

  Concrete B300, Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

  Reinforcement Steel, fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

- Design constant :-

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

  b_E =Ln/4= 3.3-0.6 / 4 =0.675 m

  b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

  b_E = c/c spacing between beams =0. 52 m

  Control ……. 52cm

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

  bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

  Select bw=12cm

  h ≤ 3.5*bw ……..…….. ACI(8.13.2)

  Select h=32cm<3.5*12=42cm

  tf ≥ Ln/12≥50mm …….ACI(8.13.6.1)

  Select tf=8cm

❖ System :-

One -way ribbed slab :-

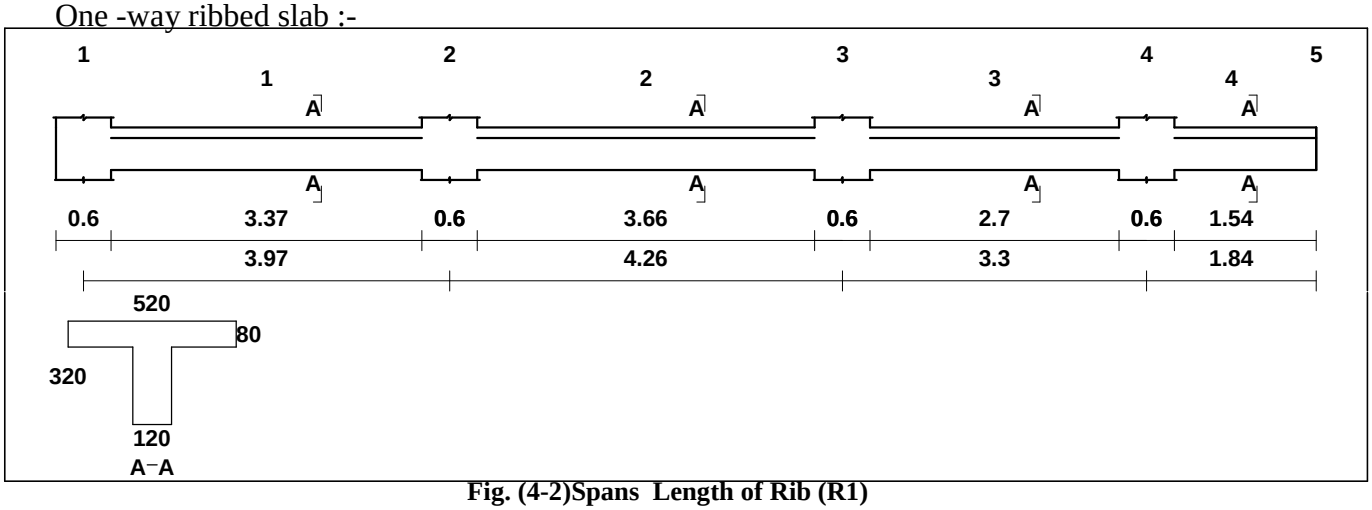
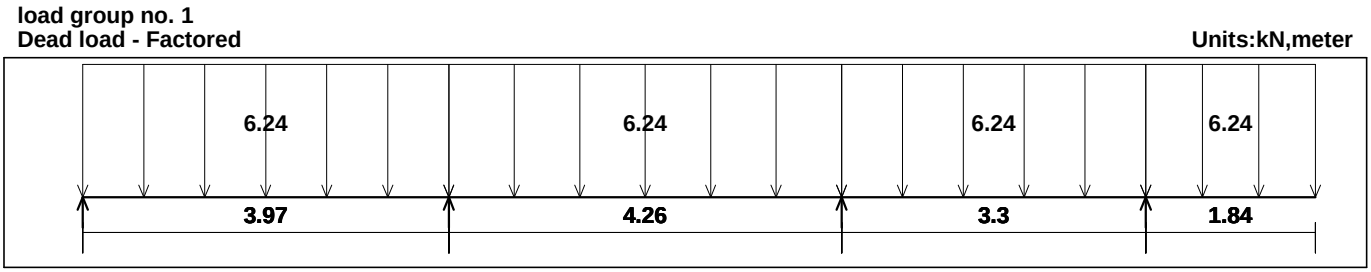


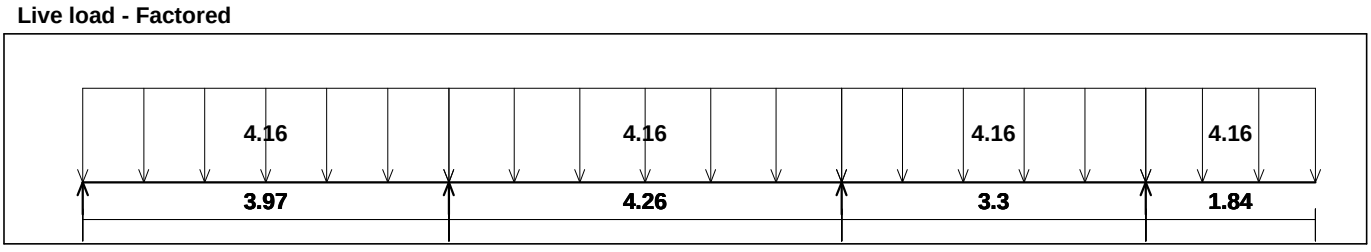
Fig. (4-2)Spans Length of Rib (R1)

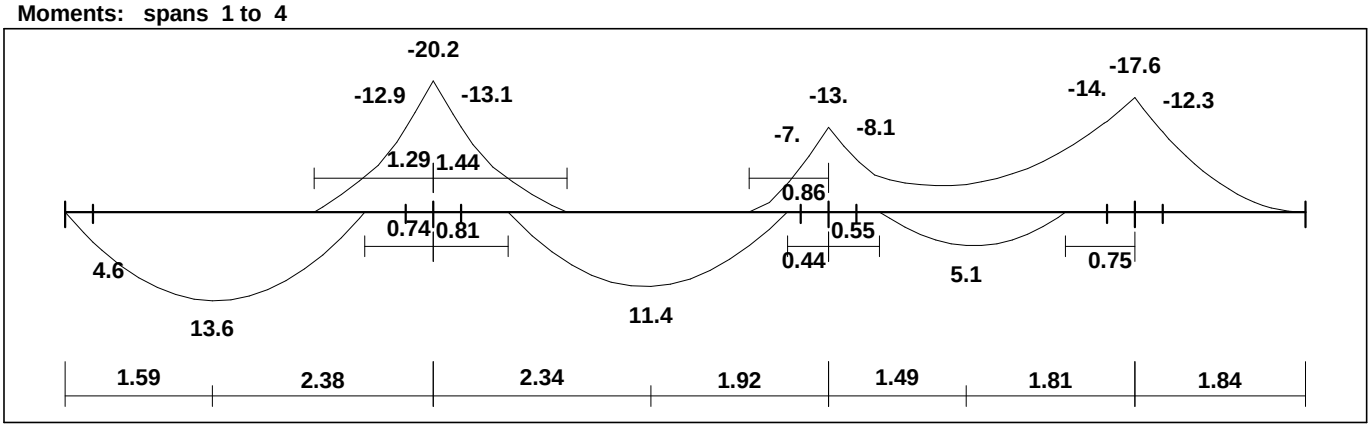
❖ Loading :-

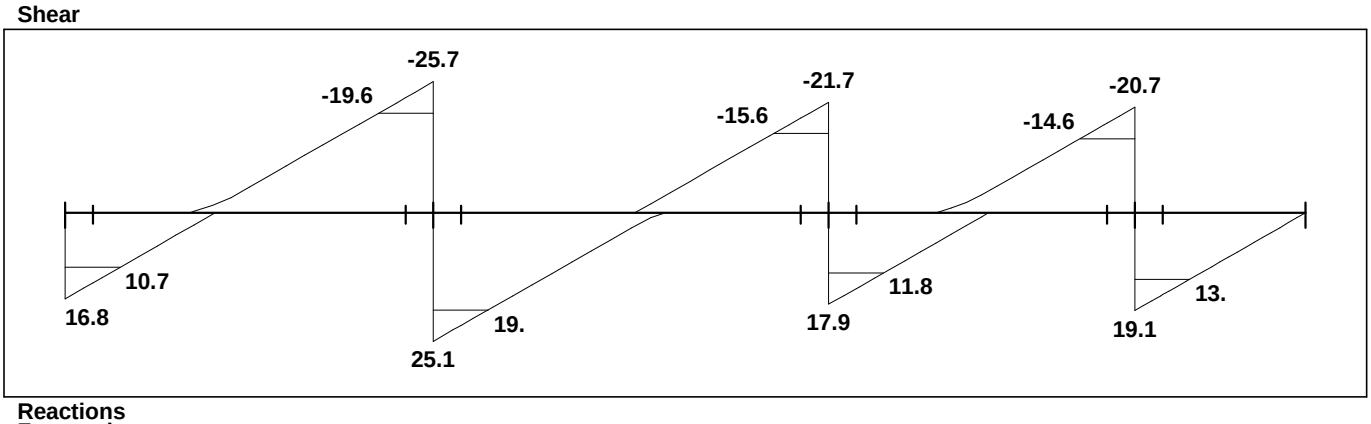
By using **ATIR** program we get the envelope moment and shear diagram as the following:-

D.L $_{total}$ = 1.2*5.1988 =6.24KN/m/ribL.L $_{total}$ = 1.6*2.6=4.16 KN/m/rib









Reactions
Factored

DeadR	9.44	29.93	20.92	23.13
LiveR	7.36	20.92	18.72	16.71
MaxR	16.8	50.85	39.64	39.84
MinR	8.38	38.68	24.6	27.9

Fig.(4-3) Rib 1 envelope

Flexural Design : -

❖ **Design for positive Moment for Rib (R1):-**

Use Mu max. Positive for span ➔**<u>Mu= 13.6 KN.m .</u>**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For $a = t_f = 8cm$

$d = h - cover - dia.\ of\ stirrups - db/2 = 320 - 20 - 10 - 12/2 = 284\ mm.$

$\Phi.Mnf = 0.9*0.85\ f_c\ * t_f * b_E\ *(d- t_f/2)$

$=0.9* 0.85\ (24)\ (0.08)\ (0.52)(0.284-0.08/2)*10^3$

➔Φ.Mnf = 186.354KN.m

ΦMnf =186.354 KN.m > Mu =13.6 kN.m

➔ **Rectanglular section**

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.bE .d

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

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{13.6 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.284)^2} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.36}{420}}\right) = 0.000865$$

A_S = ρ.be .d = (0.000865)* (520)* (284) = 127.7 mm^2 .

Then use 2Φ 10,As=157.1 mm2

➔ **Check Minimum Reinforcement $A_{S\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{S\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73 mm^2$$

$$A_{S\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ10,As=157.1 mm2>114 , OK

➔ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.22\ mm$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.317\ mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{285-7.317}{7.317} \times 0.003 = 0.1138$$

$$£_s = 0.1138 > 0.005$$

❖ Design for Negative Moment for Rib (R1):

Use Mu max. negative for support ➔**Mu= - 14 KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{14 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.284)^2} = 1.61 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.61)}{420}}\right) = 0.003999$$

As = 0.003999 (120) (284) = 136 mm^2 .

➔ Check Minimum Reinforcement $A_{s\,min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

❖ $A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73 mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114 mm^2$ (control)

A_s = 136mm²> A_s =114mm²

➔$A_{s\,req}$= 136 mm²

Select Top bars 2 Φ 10 mm. Total As= 157.1 mm^2 .

➔ Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 26.95\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.71\,mm$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{285-31.71}{31.71} \times 0.003 = 0.024$

$£_s = 0.024 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

❖ **Design shear for Rib (R1):-**

Factored shear forces at d=0.285 m from support

Vu_{max} =19.6KN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

ΦVc/2 < V_u <ΦV_c

1.1**Φ** Vc = 1.1***Φ** * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 1.1* 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.12 * 0.285*10^3 = 23.04 kN

ΦVc =23.04 kN > Vu = 19.6 kN

- No shear reinforced require for all Rib 1

Use 2-leg Ø8 @200mm for practical purposes

4-7 Design of Beam (B5):-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

⇒ **Section :-**

⇒ Be=1000mm

⇒ Bw=500mm

⇒ Tf=320mm

⇒ h=650 mm

⇒ d=650-40-10-32/2=584 mm

⇒ Be=1000<4*Bw=4*500=2000mm

⇒ Tf=320>0.5*Bw=0.5*500=250mm

Loading :-

➔ **Reaction from Rib(R1) ,**

D.L =20.92/0.52

L.L =18.72/0.52

➔ **load on beam**

Tile = 23*0.03*1=0.69 KN/m

Mortar = 22*0.03*1=0.66 KN/m

Sand = 16*0.07*1=1.12 KN/m

Beam = 25*(0.32*1+0.33*0.5) =12.125KN/m

Plastering = 22*0.03*(1+0.33*2) =1.096 KN/m

Partition = 1*1=1 KN/m

∑=16.691KN/m

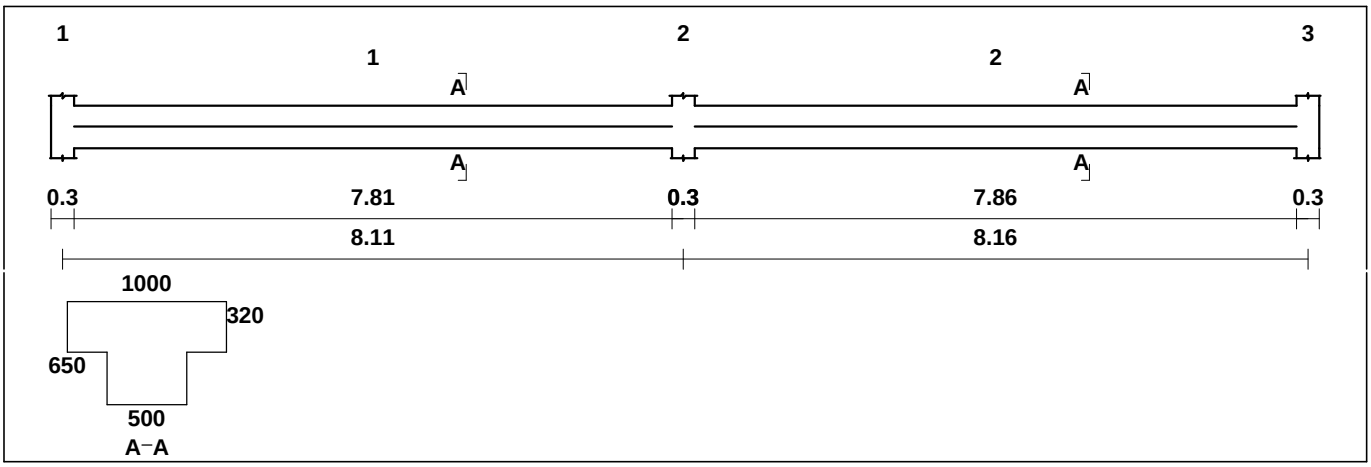
DL=16.691*1.2=20.03KN/m

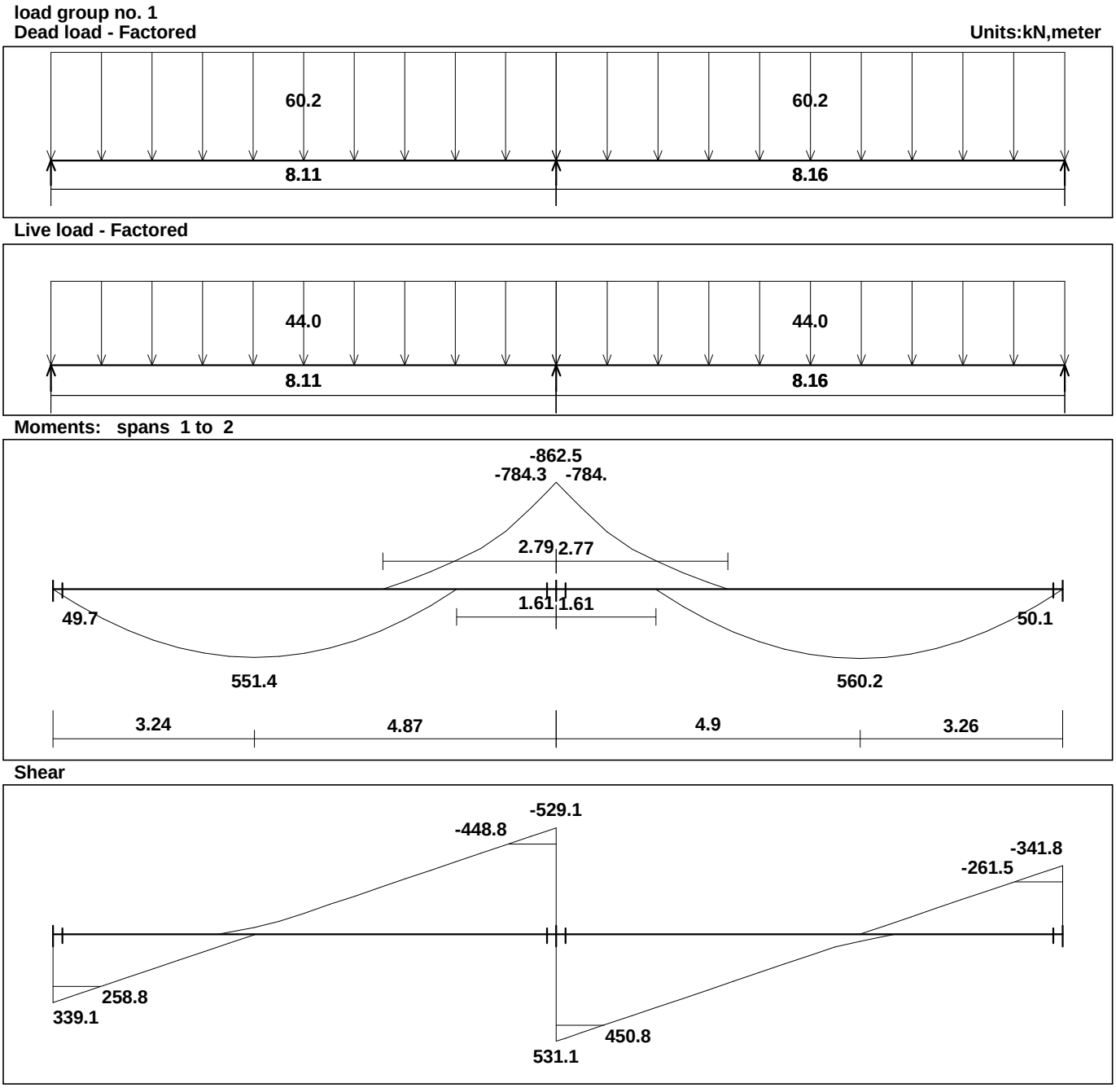
LL=5*1*1.6=8KN/m

➔ **Total load**

DL=20.03+ (20.92/0.52)=60.26KN/m

LL=8+ (18.72/0.52)=44KN/m





Reactions
Factored

DeadR	182.89	612.77	184.77
LiveR	156.19	447.43	157.01
MaxR	339.07	1060.2	341.78
MinR	160.24	835.53	162.67

Fig. (4-4) Beam (5) envelope

Design of beam :

- **Design of Negative Moment for Beam:**
- **Mu =784.3** KN .m

⇒ Be=1000mm
⇒ Bw=500mm
⇒ Tf=320mm
⇒ d=584 mm
⇒ d'=60mm

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

$$C_{max} = \frac{3}{7} * 584$$

$$c = 250.3 mm$$

$$a = {}_1 \times c$$

$$a_{max} = 0.85 \times 250.3 = 212.74 mm$$

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

Mnc = 0.85 f_c * b * a_{max} *(d- (a_{max} /2))

= 0.85 (24) (0.5) (0.21274){(0.584-(0.21274/2)}*10^3

= 1036.43 KN.m

➔ ΦMnc =0.82*1036.43 =849.97 KN.m >Mu=784.3 KN.m

➔ The section must be design as singly section:

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

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{784.3 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.584)^2} = 2.56 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.56)}{420}}\right) = 0.006535$$

$As_{req}=\rho * b * d = 0.006535 * 1000 * 584 = 3816.44\ mm^2$

➔ **Check Minimum Reinforcement A_{S}min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$As_{min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(584) = 851.5mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(500)(584) = 973.34mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_S > A_{Smin}$

⇒ **Select 8Φ25 As=3927 mm^2 .**

➔ **Check for strain**

$$a = \frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a = \frac{3217*420}{0.85*24*1000} = 66.23\ mm$$

C=a/β1=66.23/0.85=77.9mm

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{584-77.9}{77.9} \times 0.003 = 0.01949$$

$$£_s = 0.01949 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

➔ **<u>Design of Positive Moment for Beam:</u>**

<u>Mu = 560.2KN .m</u>

M_{nf} =0.85fc'*b_e*h_f(d-(h_f/2))

=0.85*24*1000*320(550-(320/2))*10-6=2545.92 KN.m

Mn=560.2/0.9=622.4 KN.m<M_{nf}

➔ The section must be design as <u>rectangular</u> section:

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

$$Rn = \frac{Mu\ /¤}{b*d^2}$$

$$Rn = \frac{560.2*10^{-3}/0.9}{1*(0.584)^2} = 1.825\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(1.825)}{420}}\right) = 0.004559$$

$A_{Sreq}=\rho * b * d = 0.004559 * 1000 * 584 = 2662.6mm^2$

➔ **Check Minimum Reinforcement** A_{Smin}**...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{Smin}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(584) = 851.5mm^2$$

$$A_{S\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(500)(584) = 973.34mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_S > A_{Smin}$

⇒ Select 6Φ25 As=2945 mm^2 .

➔ **Check for strain**

$$a = \frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a = \frac{3217*420}{0.85*24*1000} = 66.23\ mm$$

C=a/β1=66.23/0.85=77.9mm

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{584-77.9}{77.9} \times 0.003 = 0.01949$$

$$£_s = 0.01949 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

➔ **<u>Design of Positive Moment for Beam:</u>**

<u>Mu = 551.4KN .m</u>

M_{nf} =0.85fc'*b_e*h_f(d-(h_f/2))

=0.85*24*1000*320(584-(320/2))*10-6=2767.872 KN.m

Mn=551.4/0.9=612.67 KN.m<M_{nf}

➔ The section must be design as <u>rectangular</u> section:

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

$$Rn = \frac{Mu\ /¤}{b*d^2}$$

$$Rn = \frac{551.4*10^{-3}/0.9}{1*(0.584)^2} = 1.796\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(1.796)}{420}}\right) = 0.004483$$

$A_{Sreq}=\rho * b * d = 0.004483 * 1000 * 584 = 2618.13\ mm^2$

➔ **Check Minimum Reinforcement A_{S}min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{S}\text{min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(584) = 851.5mm^2$$

$$A_{S}\text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(500)(584) = 973.34mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_S > A_{Smin}$

➔ **Select 6Φ25 As=2945 mm^2.**

➔ **Check for strain**

$$a = \frac{As*fy}{0.85fc'*b}$$

$$a = \frac{3217*420}{0.85*24*1000} = 66.23\ mm$$

C=a/β1=66.23/0.85=77.9mm

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{584-77.9}{77.9} \times 0.003 = 0.01949$$

$$£_s = 0.01949 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

Design for shear:

$\Phi Vc = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{1}{6} * 0.75\sqrt{24} * 500 * 584 / 1000 = 178.8KN$

Check if the dimensions are big enough:

$Vs_{max} = \frac{2}{3}\Phi\sqrt{fc'} * b * d$

$= \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 500 * 584 / 1000 = 715.25KN$

Vu_{max}=715.25+178.8=894.05KN

=894.05KN >450.8 ,dimensions are big enough.

For Vu=450.8 KN

Case 1:

$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=178.8/2=89.4 KN , not case 1.

Case 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not item 2.

Case 3:

$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 67.05KN$

$. \Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 73KN\,(control)$

$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 178.8 + 73 = 251.8.1KN$

not case 3

Case 4:-

$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 \ \overline{fc'} * bw * d$

$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.5 * .584 * 1000 = 357.6KN$

ϕ Vs'+ϕ Vc=357.6+178.8=536.4KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =251.8<450.8 <ϕ Vs'+ϕ Vc=536.4

∴Case # 4

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(450.8/0.75)-238.42=362.65
Use 2-leg ϕ 10 As=157.1mm^2
s=(Av*fyt*d)/Vs
s=(157.1*420*584)/(362.65*□10□^3)=106.25mm

Check for max. spacing
S_{max}=d/2=584/2=292mm……control
S_{max}=600mm
Use 2-leg ϕ 10@100mm

For Vu=261.5 KN
Case 1:
Vu< $\frac{\Phi Vc}{2}$
ΦVc/2=178.8/2=89.4 KN , not case 1.
Case 2:
$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$
Not item 2.

Case 3:
$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$
$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 67.05KN$
$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 73KN\,(control)$
$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 178.8 + 73 = 251.8.1KN$

not case 3

Case 4:-

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.5 * .584 * 1000 = 357.6KN$$

ϕ Vs'+ϕ Vc=357.6+178.8=536.4KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =251.8<261.5 <ϕ Vs'+ϕ Vc=536.4

∴Case 4

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(261.5/0.75)-238.42=110.25KN
Use 2-leg ϕ 10 As=157.1mm^2

$$s = \frac{Av * fyt * d}{Vs}$$

s=(157.1*420*584)/(110.25*□10□^3)=349.5mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=584/2=292mm……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ 10@250mm

For Vu=258.8 KN

Case 1:

$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=178.8/2=89.4 KN , not case 1.

Case 2:

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not item 2.

Case 3:

$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 67.05KN$

$\Phi Vs_{min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 0.5 * 0.584 * 1000 = 73KN\,(control)$

$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 178.8 + 73 = 251.8.1KN$

not case 3

Case 4:-

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75 \sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.5 * .584 * 1000 = 357.6KN$$

ϕ Vs'+ϕ Vc=357.6+178.8=536.4KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ =251.8<258.8<ϕ Vs'+ϕ Vc=536.4

∴Case # 4

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(258.8/0.75)-238.42=106.65 KN
Use 2-leg ϕ 10 As=157.1mm^2

$$s = \frac{Av * fyt * d}{Vs}$$

s=(157.1*420*584)/(106.65*□10□^3)=361.3 mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=584/2=292mm……control

S_{max}=600mm

Use 2-leg ϕ 10@250mm

4-8 Design of Two way ribbed slab :-

4.8.1 Check Thickness of the slab:-

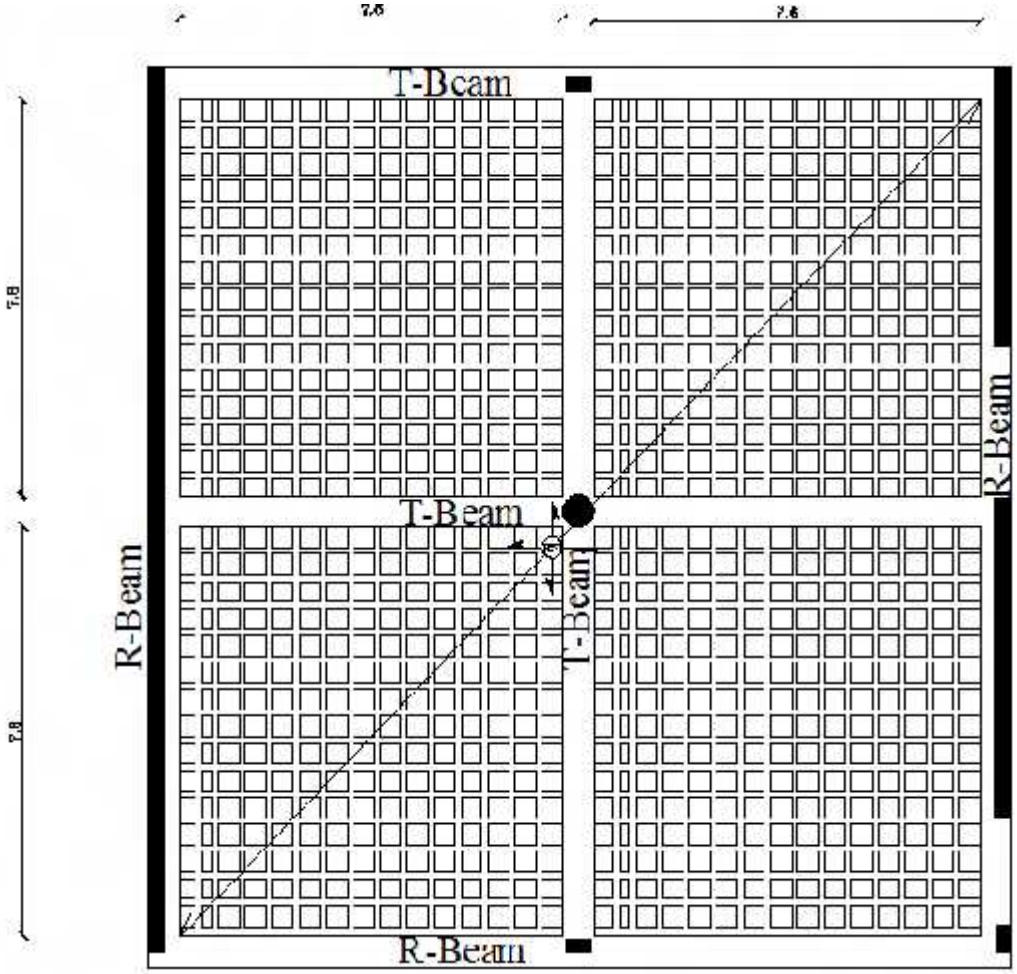
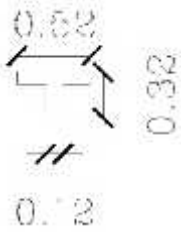


Fig. (4-5): Two way ribbed slab

** Check the thickness for slab :-

$$\alpha_1 = \frac{I\,beam}{I\,slab1}$$



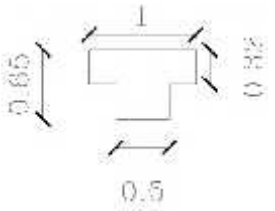
$I_{rib} = 59609\ cm^4$

$Y_c = 10.55\ cm$

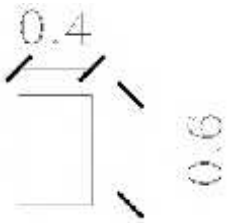
T Beam:

$Y_c = \frac{32*100*49+33*50*16.5}{100*32+33*50} = 37.94\ cm$

$I_b = 100 * \frac{27.06^3}{3} + 50 * \frac{37.94^3}{3} + 50 * \frac{4.94^3}{3} = 1572701\ cm^4$



Rectangular Beam :



$I_{b2} = 40*60^3/12 = 720000\ cm^4$

$L_n = 7.6\ m$

External:

$I_s = \frac{\frac{7.6}{2}+40}{52} * 59609 = 481457$

Internal :

$I_s = \frac{7.6+50}{52} * 59609 = 928524$

$\alpha_1 = \frac{72000}{481457} = 1.49$

$\alpha_2 = \frac{215727012}{928524} = 1.69$

$\alpha_{fm} = \frac{\alpha 1+\alpha 2}{2} = 1.54<2$

$h = \frac{7.6\,(0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1*(1.54-0.2)} = 195 > 125$

So select h = 32 cm with 8 cm topping and 24 cm rib.

4-8.2 Load Calculation:-

4-8.2.1 Determination of Dead load:-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	0.03*0.52^2*23 = 0.186 KN/Rib .
2	Mortar	0.03*0.52^2*22 = 0.178 KN/Rib
3	Plaster	0.03*0.52^2*22 = 0.178 KN/Rib .
4	Sand	0.07*0.52^2*16= 0.303KN/Rib
5	Topping	0.08*0.52^2*25 = 0.541 KN/Rib
6	Block	0.4^2*0.24*10 = 0.384 KN/Rib.
7	Rib	(0.52+0.4)*0.24*25*0.12= 0.662 KN/Rib
8	Partions	0.52^2*1* = 0.27 KN/Rib.
		2.702 KN/Rib

Table (4.2)Calculation of two way dead load

Nominal Total Dead Load = 2.702 KN/Rib

$2.702/(0.52^2) = 10$ KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

4-8.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10 = 12 KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

4-8.3: Design of two way ribbed slab:

4-8.3.1 : find Vu on rib :-

$$Vud = (3.8 - 0.285) \times (12 + 8) \times 0.52 = 36.556 KN / rib$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 285 * 10\text{^}{-3} = 20.943 KN$$

1 .1 ¤ Vc = 23.04KN

$$V_c = \frac{20.943}{0.75} = 27.93 KN$$

$$¤Vs\min = \frac{¤}{3} bw \times d \geq \frac{¤}{16} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$¤Vs\min = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times .285 \times 1000 = 8.55$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.285 \times 1000 = 7.85$$

$item : 4$

$$1.1¤Vc + ¤Vs\min < Vu \leq 1.1¤Vc + \frac{¤}{3} \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$23.04 + 8.55 < 36.566 < 23.04 + 41.88$$

$$31.59 < 36.566 \leq 64.92$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{Fy * d}$$

Take Av = 2 Φ 10

Vs=(Vu/Φ)-Vc=(36.556/.75)-27.93=20.8

$$S = \frac{Av * Fyt * d}{Vs}$$

$S = \frac{1}{}$

s = 380 mm

S ≤ d/2 =285/2=142.5 mm

≤ 600 mm.

Use Φ 10 @ 130mm.

4-8.3.2: Design for Negative moment:

$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285$ mm

$L_a/L_b = 7.6/7.6 = 1$……..Case 4

Ca neg=0.05 Cb neg=0.05

$Ma\text{-}ve = Ca*W*La^2 = 0.05*20*7.6^2*0.52 = 30.0352 KN.m/Rib$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(30/0.9)*10^{-3}}{0.12*(0.285)^2} = 3.42 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.42)(20.6)}{420}}) = 0.008972$$

$As = 0.0122*120*285 = 306.84\, mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = 99.73 \geq 114$$

$$As_{\min} = 114\,\text{mm}^2$$

select (2) bars Φ 14

check strain

Tension = Compression

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

$$307.87 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 52.82\,mm$$

$$c = \frac{52.82}{0.85} = 62.14$$

$$\varepsilon_s = \frac{285 - 62.14}{62.14} \times 0.003 = 0.01076 > 0.005 \ldots ok$$

4-8.3.3: Design for Positive moment:

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

$Ca_{pos/dl} = 0.027$ $Cb_{pos/dl} = 0.027$

$Ca_{pos/ll} = 0.032$ $Cb_{pos/ll} = 0.032$

$Ma+ve = (Ca_{dl} * W_{dl} * La^2 * 0.52) + (Ca_{ll} * W_{ll} * La^2 * 0.52)$

= (0.027*12*7.6^2*0.52)+(0.032*8*7.6^2*0.52)=17.42KN.m/Rib

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

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(17.42 / 0.9) * 10^{-3}}{0.52 * (0.285)^2} = 0.458 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.458)(20.6)}{420}}) = 0.001103$$

As = 0.001103*120*285 = 163.46 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$$

$$As_{\min} = 99.73 \geq 114$$

$$As_{\min} = 114 \text{ mm}^2$$

Select2bars Φ 12

check strain

Tension = Compression

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

$$226.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.956\, mm$$

$$c = \frac{8.956}{0.85} = 10.54$$

$$£_s = \frac{285 - 10.54}{10.54} \times 0.003 = 0.078126 > 0.005 ...ok$$

4-8.3.4 : Design for Negative moment :

1/3*As of positive moment

$$\frac{163.46}{3} = 54.48 mm^2$$

So use A_s min = 114 mm^2

Use 2 bars Φ 10

4 – 9 Design of one way solid slab for stair.

4-9.1 Determination of Loads:

h_{min} for one way solid slab = L/20

h_{min} = 2.8/20 = 0.14m .

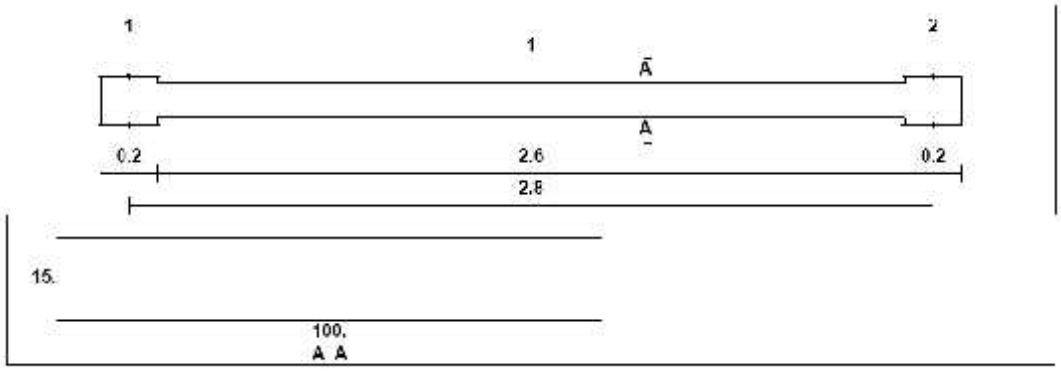
Take h= 15 cm .

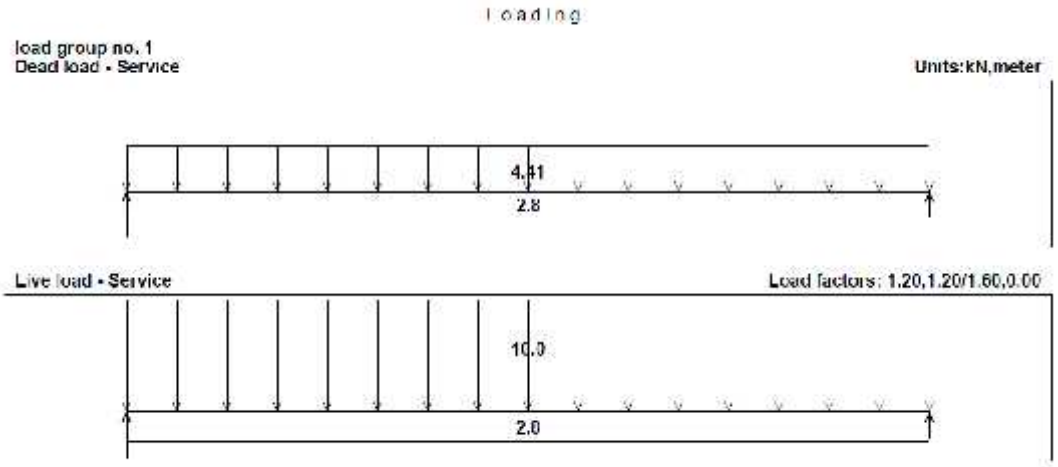
$D.L = 0.15*25+0.03*22 = 4.41 kN/m^2$

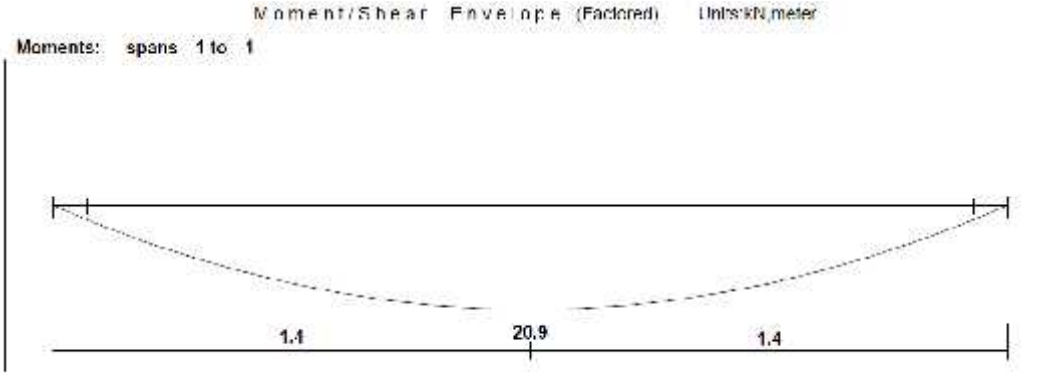
From TANK L.L $= 10\,kN/m^2$

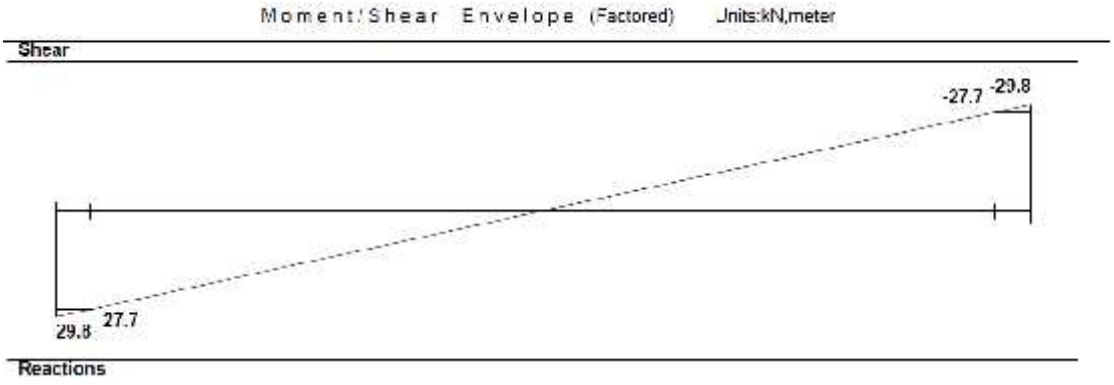
$qu = 1.2*4.41+1.6*10 = 21.3 KN/m^2$

For $1m$ *Strip in Y direction* $qu = 21.8 KN/m$




Loading
load group no. 1
Dead load - Service
Units:kN,meter
4.41
2.8
Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00
10.0
2.8


Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter
Moments: spans 1 to 1
1.4
20.9
1.4


Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter
Shear
-27.7
-29.8
29.8
27.7
Reactions

Factored		
DeadR	7.41	7.41
LiveR	22.4	22.4
MaxR	29.81	29.81
MinR	29.81	29.81
Service		
DeadR	6.17	6.17
LiveR	14.	14.
MaxR	20.17	20.17
MinR	20.17	20.17

Fig . (4-6).moment and shear diagram

4-9.2 Design of Shear:

d = 150 – 20 – 12/2 =124 mm

¤ $*Vc \geq Vn$

¤ $*Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.124 * 1000 = 75.9$

¤ $.Vc = 75.9 >> Vu = 27.7KN$

∴No Shear Reinforcement Required

4-9.3 Design of Reinforcement:

Mu = 20.9 KN.m

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

$$Mn = \frac{20.9}{0.9} = 23.22KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{23.22 * 10^{-3}}{1 * 0.124^2} = 1.51Mpa$$

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

° $= \frac{1}{20.588} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.51}{420}}) = 0.00374$

$$As_{req} = 0.00374 * 1000 * 124 = 463.6mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 1000 * 150 = 270mm^2 / m$$

$As_{reg} > As_{min}$

$$Number\ of\ bar's = \frac{463.6}{113.1} = 4.1$$

$$spacing = \frac{1000}{4.1} = 244mm$$

Check for spacing

1. 3h=3*150=450mm
2. 450
3. $s = 380\ \frac{280}{fs} - 2.5Cc$

$$= 380\ \frac{280}{0.75 * 420} - 2.5 * 20 = 287.8mm$$

4. $s = 300\ \frac{280}{fs} = 300 * \frac{280}{0.75*420} = 266.7 \dots\dots\dots\dots control$

SelectΦ 12@200mm

4-9.4 Design of secondary Reinforcement

1. Use for the second bottom direction (min.) Φ 12@24cm c/c.
2. shrinkage and temperature

As=270mm^2/m
Number of bar's=270/78.5=3.44
Spacing=1000/3.44=290.7

Check for spacing

S=5h=5*150=750mm

S=450mm

Use Φ10@250mm

4 – 10 Design of circular short Column (2).

4.10.1 Load Calculation:

Axial serves load from safe:-
D.L=2471.8 KN. L.L=1406.82KN
Pu=1.2*2471.8+1.6*1406.52=5216.6KN
Pn = 5216.6 /(0.65) =8025.5 KN
$°g$ = 0.02 ……..Assumed

$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85fc')\}$

$8025.5 * 10^{-3} = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02(420 - 0.85 * 24)]$

$Ag = 0.35m^2$

Try D=0.7m with Ag = 0.384m^2

4.10.2 Check Slenderness Effect:

Lu = 4-0.6=3.4 m

M1&M2 =1

K=1

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

$$\frac{1 * 3.4}{0.25 * 0.7} = 19.4 < 22$$

$\therefore$ *short Coloumn*

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85 fc')\}$$

$$8025.5 * 10^{-3} = 0.8 * 0.384[0.85 * 24 + °g * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$°g = 0.0144$$

$$A_s = ° * A_g = 0.0144 * \frac{\Pi * (700^2)}{4} = 5541.77\,mm^2$$

$\therefore$ *Select* 18¤20 $\Rightarrow A_s = 56556\,\text{mm}^2$

Check for spacing

d-d'=700 -2*40 -2*10 -20=580mm

$$S = \frac{\pi * 580 - 18 * 20}{18} = 81.22mm$$

S>40

S>1.5*20=30mm

4.10.3 Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 20 = 320\ cm$

$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 10 = 480\ cm$

$spacing \le least.\dim. = 70\ cm$

Use ¤10 @ 25 *cm*

4.11: Design of long column(C18) in Ground Flour :

4-11.1 Load Calculation:

DL=1920.5KN LL=1142.7KN …..From Load Table

$p_u = 1.2*1920.5 + 1.6*1142.7 = 4132.92KN$

Use 0.3×0.6 cm with Ag = 0.18m²

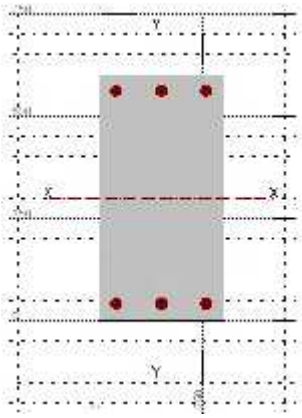


Fig.(4-7)column section

4-11.2 Check Slenderness Effect:

- **In 0.6 m-Direction(about x axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 4-0.65=3.35 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.35}{0.3\times 0.6} = 18.61 < 22$$

$$\therefore short \;\; Column \;\; in \;\; 0.6m : direction$$

- **In 0.3 m-Direction (about y axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 4-0.65=3.35 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.35}{0.3\times 0.3} = 37.22 > 22$$

$$\therefore long \;\; Coloumn \;\; in \;\; 0.3m : direction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad \text{.....[} ACI\ 318-05\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750\times\sqrt{24} = 23270.15 Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(1920.5)}{4132.92} = 0.557 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.6\times 0.3^3}{12} = 0.00135\, m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23270.15\times 0.00135}{1+0.557} = 8.07\, MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI 318-05 (Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 8.07}{(1.0\times 3.35)^2} = 7.09 MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M\ 1}{M\ 2}\right) \text{ .... } ACI\ 318\ -05\ (Eq\ .10\ -16\ )$$

$$Cm = 1 \text{ ..... } According \quad to \quad ACI\ 318\ -05\ (10\ .10\ .6\ .4\ )$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75\ P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... } ACI\ 318\ -05\ (Eq\ .\ 10\ -12\ )$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-\frac{4132\ .92}{0.75\times 7090}} = 4.49\ > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 300 = 24\, mm = 0.024\ m$$

$$e = e_{\min}\times ¢_{ns} = 0.024\times 4.49 = 0.10776\ \ m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.10776}{0.3} = 0.3592$$

From prokon we have interaction diagram

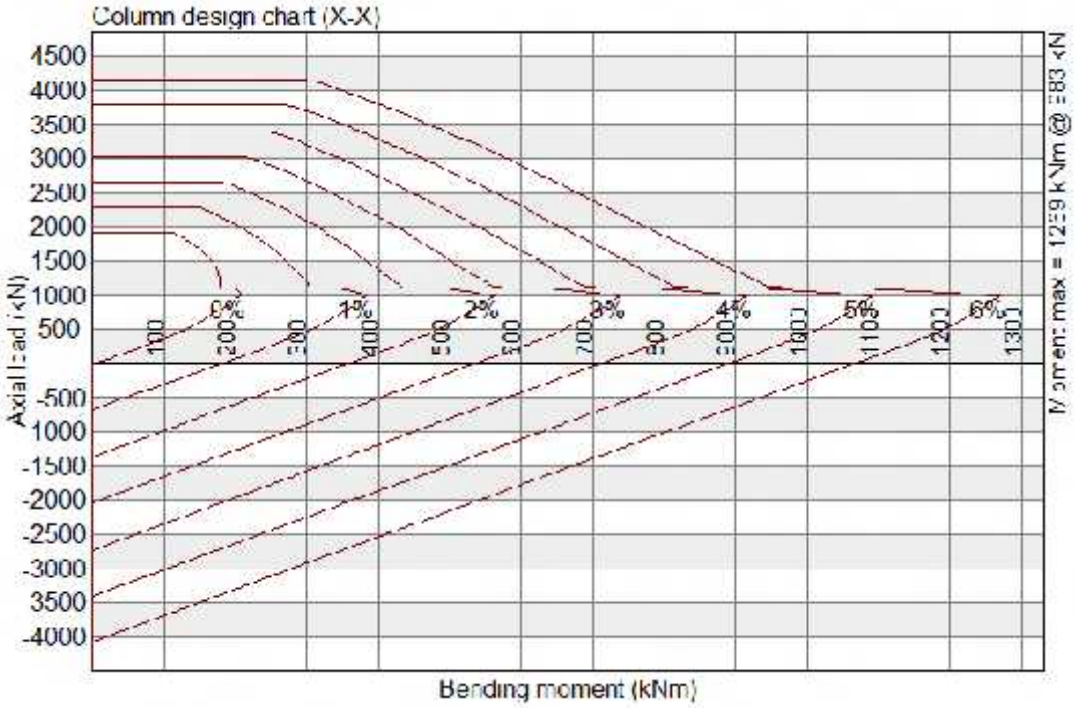


Fig.(4-8) interaction diagram

From interaction diagram

ρ =0.068

$A_s = \rho \times A_g = 0.067 \times 600 \times 300 = 12060 \text{ mm}^2$

$\therefore$ use 20 Ø 28 $\Longrightarrow A_s = 12315 \text{ mm}^2$

1.10.3 Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.5 = 40 \ cm$

$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48 \ cm$

$spacing \leq least.\dim. = 30 \ cm$

Use ¤10 @ 30 *cm*

4.12 Design of Truss Column :-

4-12-1 Load calculation:-

1. From truss

Pu=133.95 KN

2. From beam 53 in ground floor

Pu=326.88 KN

3. Wind load

Wind presser according to DIN 1055-5 is:-

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

From table 3-3 v=28.3 m/s

$$q = \frac{v^2}{1600} = \frac{28.3^2}{1600} = 0.5\,\frac{KN}{m^2}$$

W.L=1.6*0.8*q*(0.5 left span+0.5 right span)

W.L=1.6*0.8*0.5*(0.5*4.15+0.5*4) =2.6 KN/m

4-12.2 System and loading:-

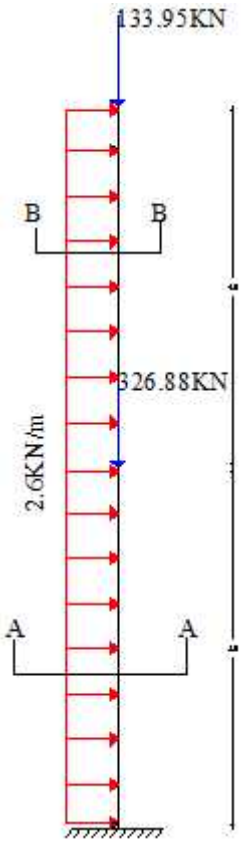
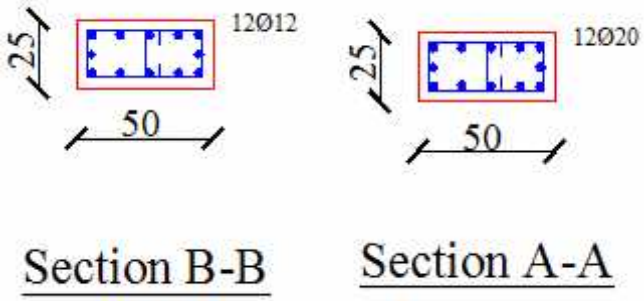


Fig. (4-9) static system truss column

4-12.3 Design:-

By using ETABS program design we define the section and enter the load and get the design.



4.13:- Design of Punching (Two-way shear at an Interior Column in Flat plat):

Fy = 420 MPa fc=24 MPa

C101 in Second Floor

Dimension 25*50 cm

Serves load on column from safe:-

P_D=271 KN P_L=156.6 KN

P_u=1.2*271+1.6*156.6= 575.6 KN

Flat Plat

Slab thickness = 32 cm

d = 320-clear cover-d_b=320-20-14=286 mm

W_D=11.3 KN/m^2 W_L=5 KN/m^2

W_u=1.2*11.3+1.6*5= 21.56 KN/m^2

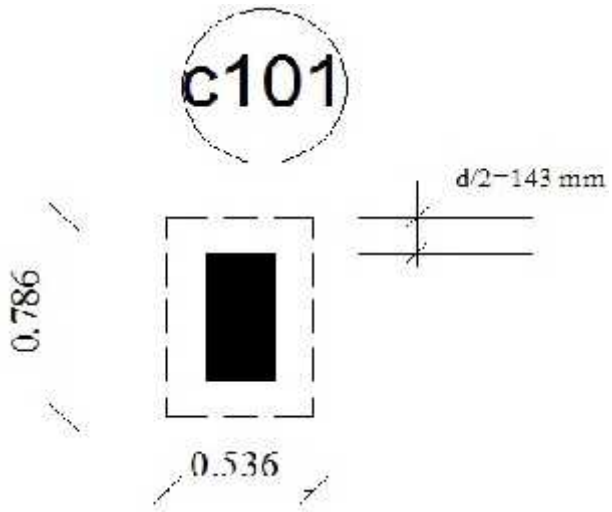


Fig.(4-10) punching area

Vu= 575.6-[21.56*0.786*0.536] = 566.52 KN

B_o= 2(0.5+0.286) +2(0.25+0.286) = 2.644 m

= 40 (internal column)α_s

β= 500/250=2

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{ad}{b}+2\right)\sqrt{f_c'}\, b_0\, d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots eq2$$

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{B}\right)\sqrt{f_c'}\, b_0\, d \ldots\ldots\ldots\ldots eq3$$

The minimum value is the control (eq 3):

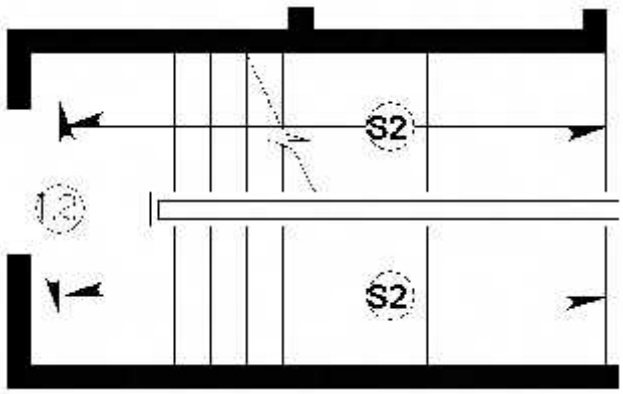
Vc= 1234.84 KN

Ø= 0.75

ØVc= 926 KN > vu=566.52

Ok for two-way shear

4 – 14 Design of stair (2).



Fig(4-11) stair plan

4.14.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight:

L = 4.9m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 4.9 / 20 = 0.245 cm.

Use h= 25 cm.

The stair slope by $\theta = \tan^{-1} \frac{170}{300} = 29.54$

For Landing:

L = 2.8m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 2.8 / 20 = 0.14 cm.

Use h= 25 cm.

4.14.2 Load Calculations:

For Flight :

Dead Load for flight:

$$Tiles = 27 \ \frac{0.17 + 0.35}{0.3} * 0.03 * 1 = 1.404 KN/m$$

$$Mortar = 22 \ \frac{0.17 + 0.3}{0.3} * 0.02 * 1 = 0.689 KN/m$$

$$stair\ stips = \frac{25}{0.3} \ \frac{0.17 * 0.35}{2} * 1 = 2.125 KN/m$$

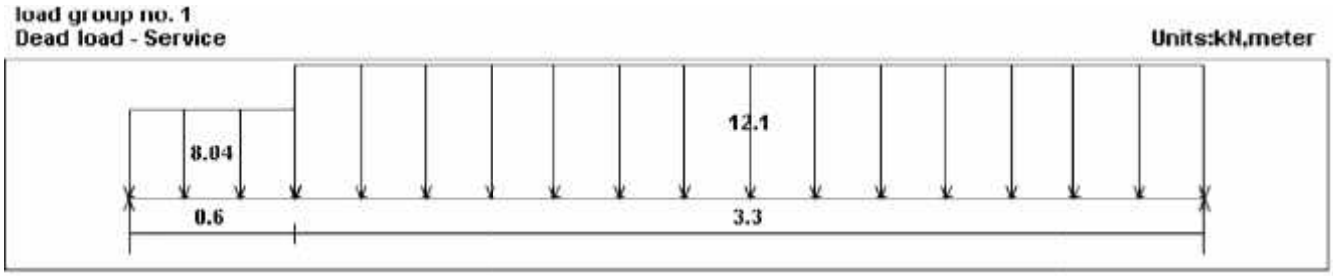
$$slab = \left(\frac{25 * 0.25 * 1}{\cos 29.54}\right) = 7.18 KN/m$$

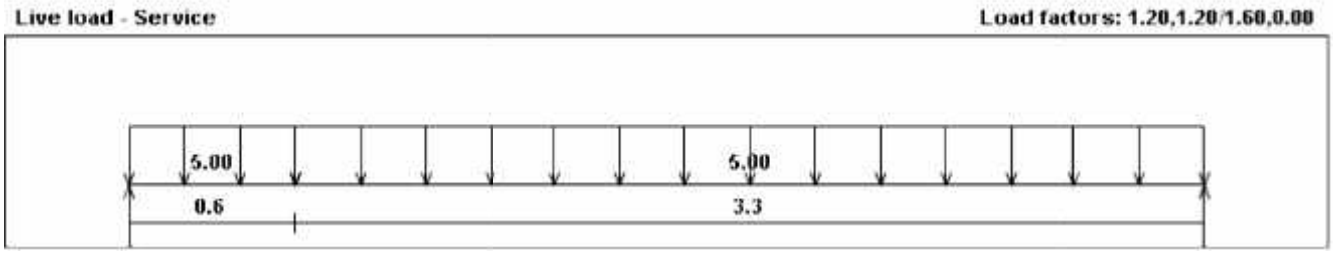
$$Plaster = 22\left(\frac{0.03 * 1}{\cos 29.54}\right) = 0.758 KN/m$$

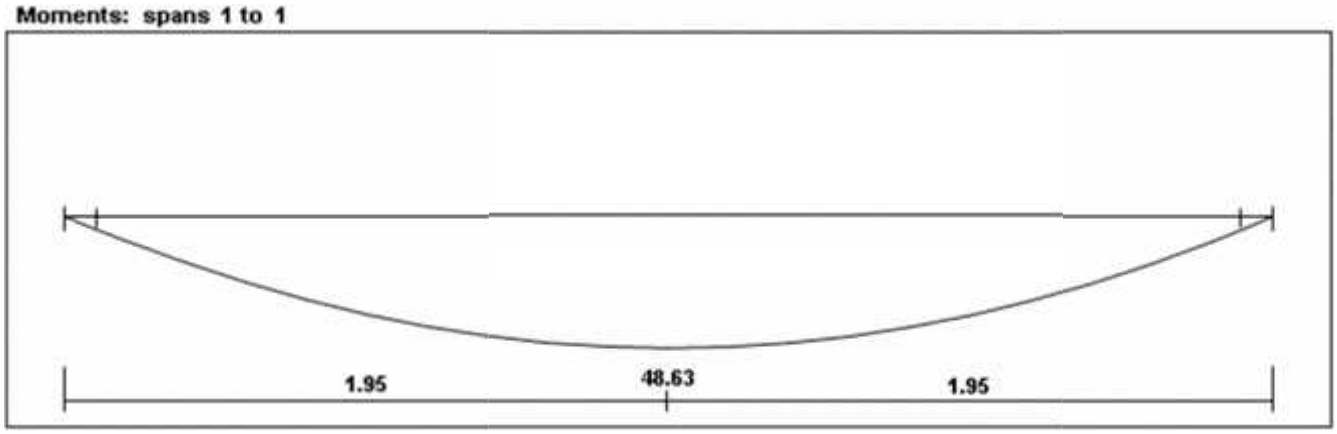
Dead load sum=12.156

Live load for flight:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.







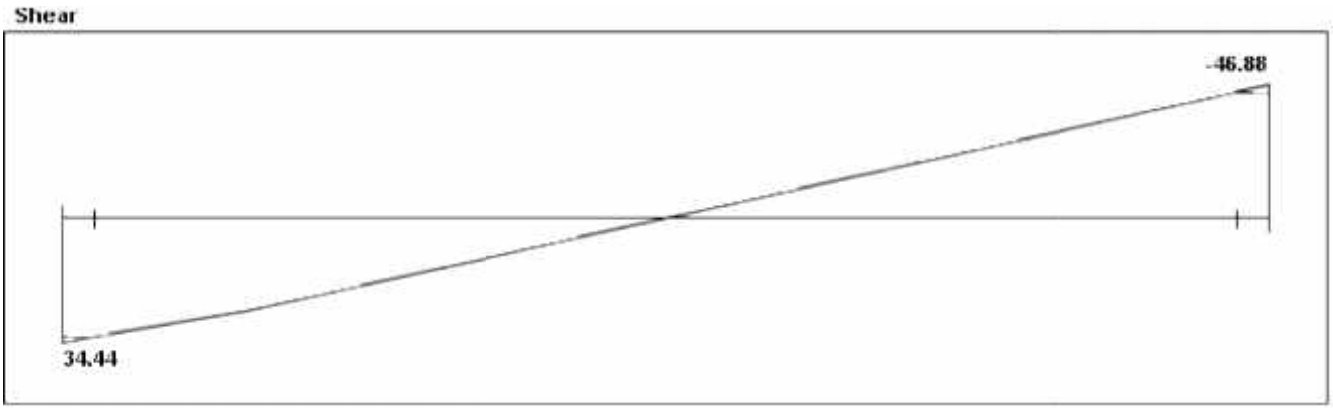


Fig.(4-12)Moment & shear on flight

Load on landing:-

Dead Load for landing:

Tiles = 23*0.03*1=0.69KN/m

Mortar = 22*0.02*1=0.44KN/m

Slab = 25*0.25*1=6.25KN/m

Plaster = 22*0.02*1=0.66KN/m

Total dead load= 8.04KN/m.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

4.14.3 Design of Shear for flight:

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20-7 = 223 mm..

Take d= 223 mm

- Vu = 46.88 KN .
- $\text{¤}Vc = \dfrac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \dfrac{0.75*\sqrt{24}*1000*223*10^{-3}}{6} = 136.6KN$
- Vu = 46.88 KN < Ø.Vc = 136.6KN .

Depth is ok since there is no shear Reinforcement .

4.14.4 Design of Bending Moment for Flight:

Mu = 3.4.44*2.18-22.59*1.53*.765=48.63 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 48.63 / 0.9 = 54KN.m.

d = 223 mm.

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

$$R_n = \frac{54*10^6}{1000*223^2} = 1.08MPa .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.08}{420}}\right) = 0.00264$$

As req = 0.00264*1000*223= 614.9 $mm^{2...}$……..control

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2

S=153.9/614.9=0.2503m

Check for spacing

3h=3*250=750mm

S=450

$$s = 380\ \frac{280}{0.667*420} - 2.5*20 = 330mm$$

$$s = 300\ \frac{280}{0.667*420} = 300mm$$

Use 1Φ 14@ 20 cm

Use 1Φ 14@ 30 cm. for secondary Rein.

Check for strain:

Tension = Compression

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

$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.67\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9\,mm$

$£_s = \frac{223 - 14.9}{14.9} * 0.003$

$£_s = 0.041 > 0.005 \longrightarrow ok$

4-14.5Design of landing:-

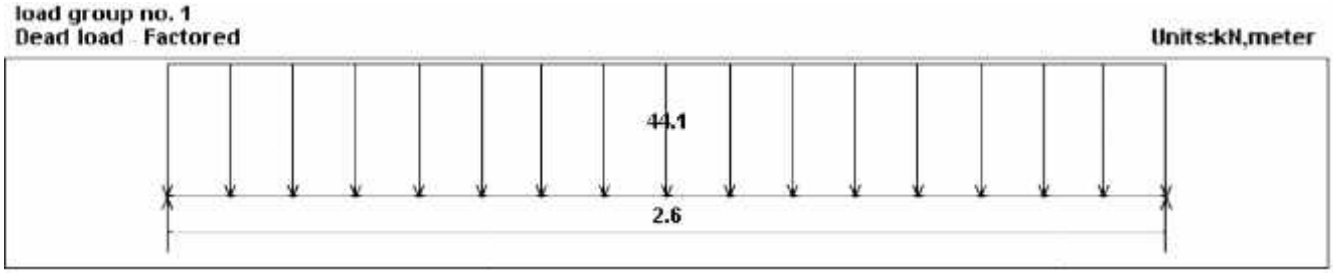
same thickness =25 cm

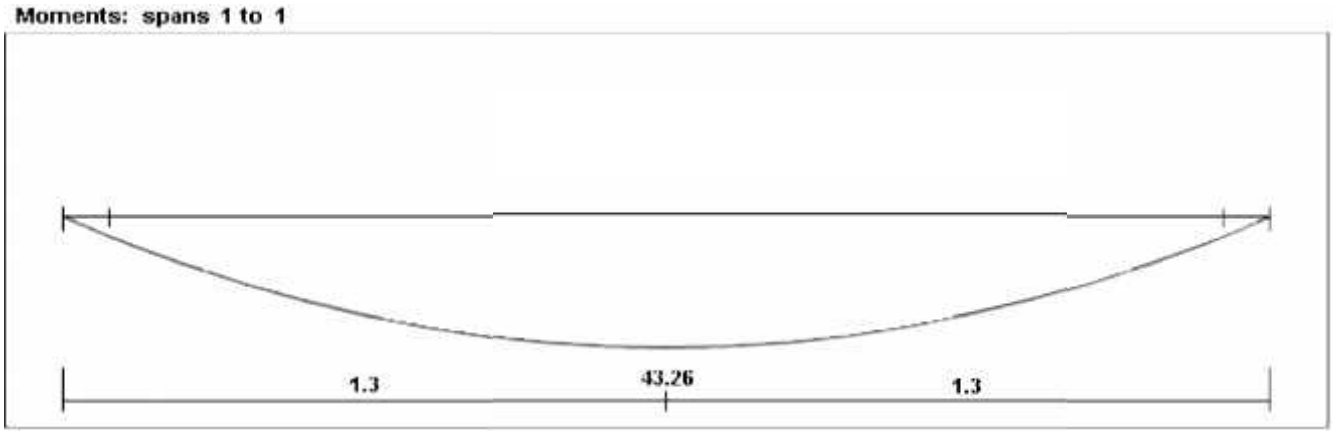
Dead load = 8.04 KN/ m.

Live load = 5.0 KN/ m.

Load from flight =34.44/1.3=26.49KN/m

Load =26.49+(1.2*8.04+1.6*5)=44.1 KN/m





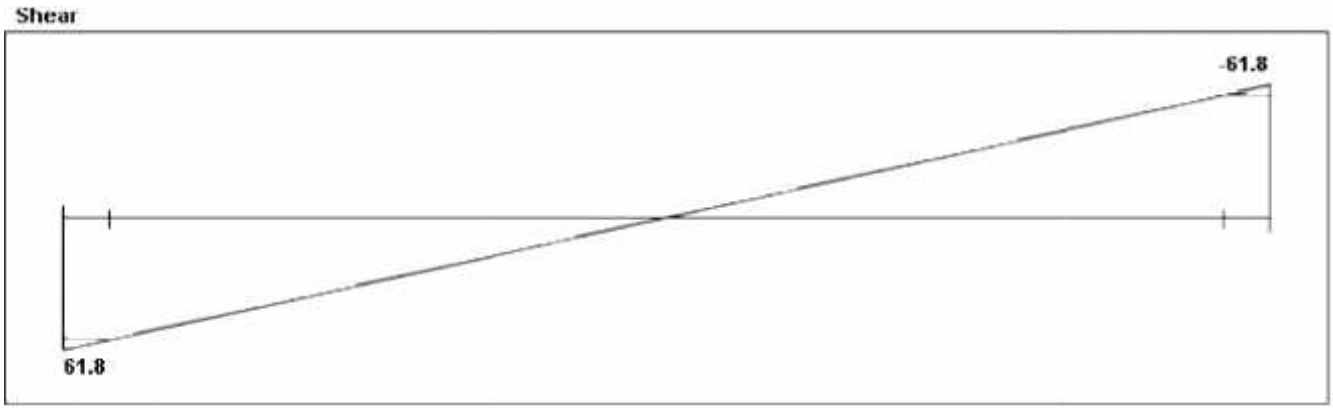


Fig.(4-13)Moment shear on landing

- Vu = 61.8 KN.
- $\text{¤}Vc = \dfrac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.55 \text{ KN}$
- Vu = 61.8 KN< Ø.Vc = 136.55 KN.

Depth is ok since no shear reinf. Is required

4-14.6 Design of flexure for landing :-

Mu = 43.26 KN.m.

Mn req = 43.26 / 0.9 = 48.07 KN.m.

d = 223 mm.

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

$$k_n = \frac{48.07 * 10^6}{1000 * 223^2} = 0.966 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 0.966}{420}}\right) = 0.002357 .$$

As req = 0.002357*1000*223 = 525.611 $mm^{2.}$

ASmin= 0.0018*1000*250=450mm^2

S=153.9/525.611=0.293m

Check for spacing

3h=3*250=750mm

S=450

$$s = 380\ \frac{280}{0.667 * 420} - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s = 300\ \frac{280}{0.667 * 420} = 300mm$$

Use 1Φ 14@ 29 cm

Use 1Φ 14@ 30 cm. for secondary Rein.

Check for strain:

Tension = Compression

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

$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.67\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9mm$

$£_s = \frac{223 - 14.9}{14.9} * 0.003$

$£_s = 0.041 > 0.005 \longrightarrow ok$

4-15:-Basement wall

4-15.1:- load calculation

Fc'=24 MPa, Fy=420 Mpa, s=18KN/m^3, qall=250KN/m^2, φ=35, surcharge =5KN/m^2

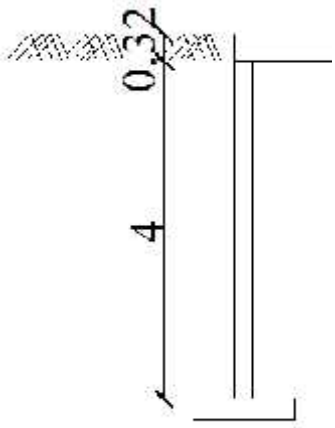


Fig.(4-14) basement wall

$$C_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \frac{1-\sin 35}{1+\sin 35} = 0.271$$

$$W_s = C_a * h * \gamma = 0.271 * 4.16 * 18 = 20.3\ KN/m^2$$

$$W_{su} = C_a * P = 0.271 * 5 = 1.355 KN/m^2$$

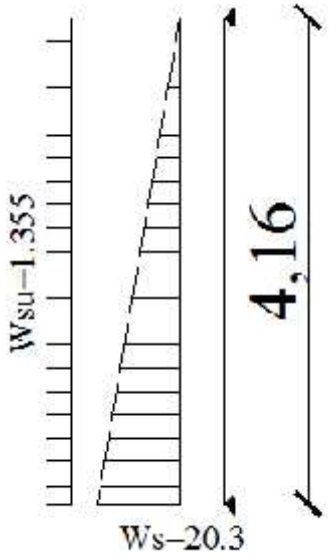


Fig. (4-15) static system

From Atir we have moment and shear envelop

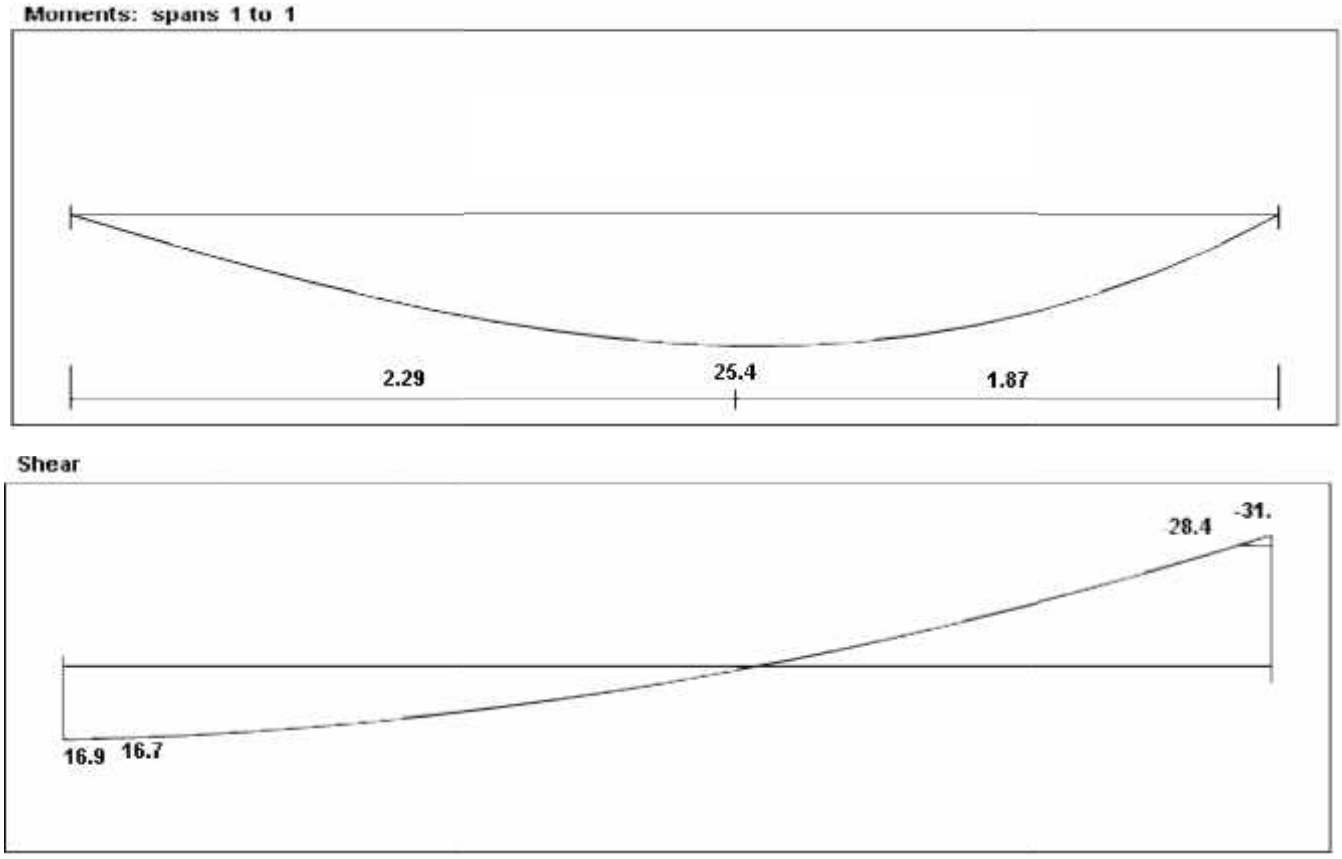


Fig.(4-16) shear and moment diagram

4-15.2:-Design of Bending Moment

D=٢٠٠-40-10=١50mm

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

$$R_n = \frac{25.4*10^6}{0.9*1000*150^2} = 1.25MPa\ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.25}{420}}\right) = 0.0031$$

As req = 0.00٣١*1000*١50= ٤٦٥ mm^2/m……..control

$$\rho = 0.0031 > \rho min = 0.0015 \ldots\ldots OK$$

S=١٥٣.٩/٤٦٥=0.٣٣١m

Check for spacing

3h=3*300=900mm

S=450

$$s = \frac{153.9}{0.0015 * 200} = 513mm$$

Use 1Φ ١٤@ ٣٠ cm

For horizontal bars use the half of the min. in each side

0.5*Ash_{min}=0.5*0.0025*٢00*1000=٢٥٠mm2

Use ϕ =1٠

S=٧٨.٥/٢٥٠=0.٣١m

Use for horizontal bare ϕ 1٠@250mm in each side

Use ϕ 1٠@300 for vertical in outer side to holdthe horizontal bares

Check for strain:

Tension = Compression

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

$513 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 10.56\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{10.56}{0.85} = 12.4\,mm$

$£_s = \frac{150 - 12.4}{12.4} * 0.003$

$£_s = 0.033 > 0.005 \longrightarrow ok$

4-15.3:-Check for shear

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 1000 * 150 * 10^{-3} = 91.85KN$$

0.5ϕ V_c=0.5*91.85=45.9KN> Vu=118.3……..OK

The thickness is enough

4.16:- Truss design

4.16.1:- Load calculation

1. Dead Load:-

Surface layer of steel sheet with thickness of 0.6mm=0.05KN/m2

Heat insulation layer of rock wool with thickness of 100mm=0.1 KN/m2

Sheet metal with thickness of 0.75mm =0.078 KN/m2

D.L=0.05+0.1+0.078=0.228KN/m^2

2. Snow load

S=h-400/400

=997-400/400=1.5KN/m^2

Qt=1.5+0.228=1.728 KN/m^2

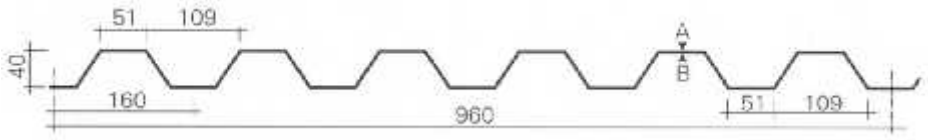
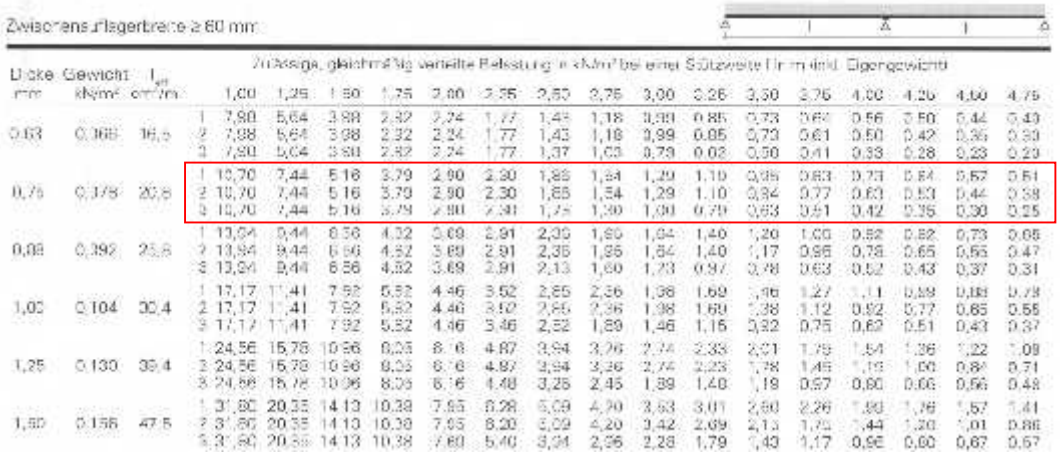
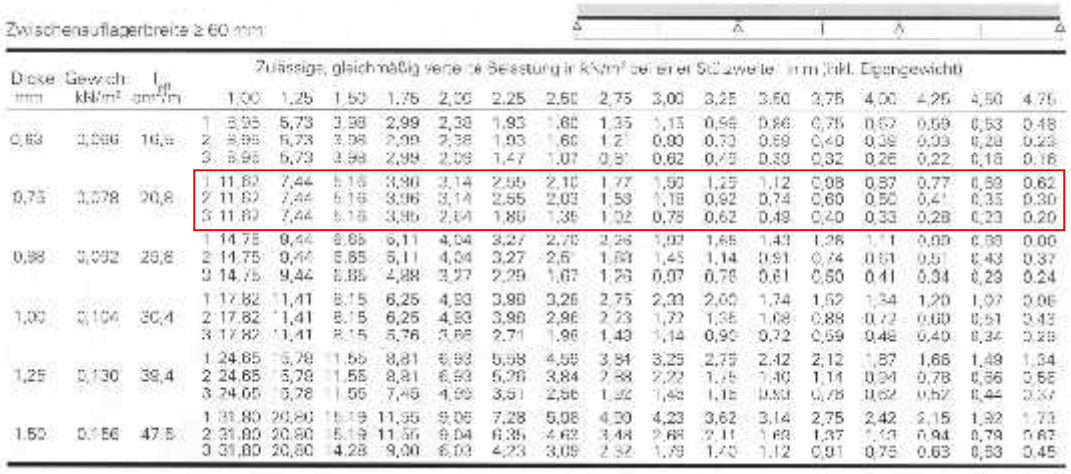


Fig.(4-17) Cross section of sheet metal





Zwischenauflagerbreite ≥ 60 mm

Dicke mm	Gewicht kN/m²	I_{ef} cm⁴/m	Zulässige, gleichmäßig verteilte Belastung in kN/m² bei einer Stützweite in m (inkl. Eigengewicht)															
				1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75
0,63	0,066	16,6	1	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,35	1,15	0,99	0,86	0,75	0,67	0,59	0,53	0,48
			2	8,95	5,73	3,98	2,99	2,38	1,93	1,60	1,2	0,90	0,73	0,59	0,49	0,39	0,33	0,28	0,23
			3	8,95	5,73	3,98	2,99	2,09	1,47	1,07	0,81	0,62	0,49	0,39	0,32	0,26	0,22	0,18	0,16
0,75	0,078	20,8	1	11,82	7,44	5,16	3,80	3,14	2,55	2,10	1,77	1,50	1,25	1,12	0,98	0,87	0,77	0,69	0,62
			2	11,82	7,44	5,16	3,96	3,14	2,55	2,03	1,53	1,18	0,92	0,74	0,60	0,50	0,41	0,35	0,30
			3	11,82	7,44	5,16	3,96	2,64	1,80	1,35	1,02	0,78	0,62	0,49	0,40	0,33	0,28	0,23	0,20
0,88	0,092	25,8	1	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,70	2,26	1,92	1,65	1,43	1,26	1,11	0,99	0,89	0,80
			2	14,75	9,44	6,65	5,11	4,04	3,27	2,5	1,93	1,45	1,14	0,91	0,74	0,61	0,5	0,43	0,37
			3	14,75	9,44	6,65	4,88	3,27	2,29	1,67	1,26	0,97	0,76	0,61	0,50	0,41	0,34	0,29	0,24
1,00	0,104	30,4	1	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,99	3,29	2,75	2,33	2,00	1,74	1,52	1,34	1,20	1,07	0,96
			2	17,82	11,41	8,15	6,25	4,93	3,99	2,96	2,23	1,72	1,35	1,08	0,88	0,72	0,60	0,51	0,43
			3	17,82	11,41	8,15	5,76	3,86	2,71	1,96	1,43	1,14	0,90	0,72	0,59	0,48	0,40	0,34	0,28
1,25	0,130	39,4	1	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,58	4,56	3,84	3,25	2,75	2,42	2,12	1,87	1,66	1,49	1,34
			2	24,65	15,78	11,55	8,81	6,93	5,26	3,84	2,88	2,22	1,75	1,40	1,14	0,94	0,78	0,66	0,56
			3	24,65	15,78	11,55	7,45	4,99	3,51	2,56	1,92	1,48	1,16	0,93	0,76	0,62	0,52	0,44	0,37
1,50	0,156	47,5	1	31,80	20,80	15,19	11,55	9,05	7,28	5,98	4,99	4,23	3,62	3,14	2,75	2,42	2,15	1,92	1,73
			2	31,80	20,80	15,19	11,55	9,04	6,85	4,92	3,68	2,88	2,31	1,88	1,57	1,33	1,14	0,99	0,87
			3	31,80	20,80	14,28	9,00	6,03	4,23	3,09	2,32	1,79	1,40	1,12	0,91	0,75	0,63	0,53	0,45

Table(4-3) sheet metal for 2&3spanes

From the table above the bearing load of sheet metal is 5.16 KN/m^2

Qu=5.16KN/m2>Qt=1.728KN/m2……Ok

Note:- the members are A36 (Fy=36ksi and Fu=58ksi)

4.16.2:- Purlins design

Qu=1.5(1.4*0.228)=0.48

Qu=1.5(1.2*0.228+1.6*1.5)=4.01KN/m2…….control .

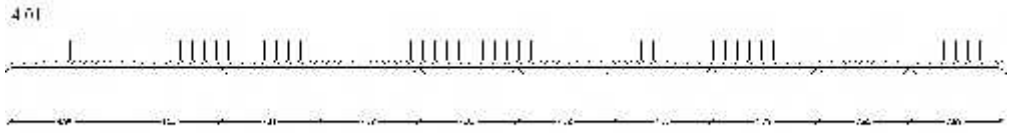


Fig.(4-18) static system for purlins

1- Moment

Max moment=-8.53 KN.m

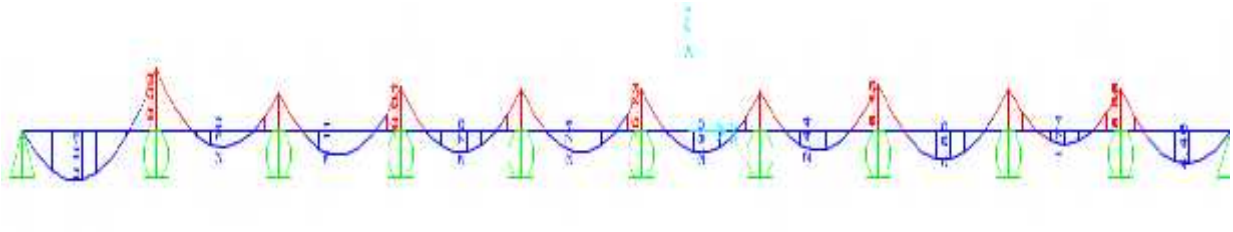


Fig.(4-19) Moment envelope for purlins

⇨Design of moment :-

Mu (max) = 8.53 KN.m = 8.53/4.448×1000×1/25.4 = 75.5 kip.in

Mp≥ Mu

0.9*36*Zx=75.5 → Zx=2.33

Select HSS 4*2*1/4 → Zx= 2.94

b/t=5.58 , h/t=14.2

⇨Check Compact :

ʎ p=1.12√(E/Fy) =1.12√(28000/36) = 31.8

ʎ r=1.4√(E/Fy) =1.4√(28000/36) = 39.73

b/t and b/t < ʎ p so Compact section

2- shear stress

Max shear =11.28KN

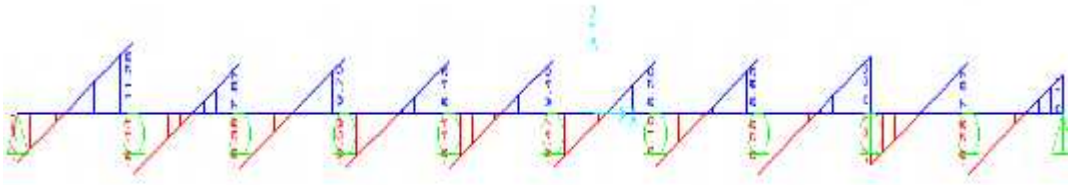


Fig.(4-20)Shear envelop for purlins

⇨Design of Shear :-

Vu (max)= 11.28 kn.m = $\frac{11.28}{4.448}$ = 2.54 kip

Vp≥ Vu

0.9*0.6*Fy*d*tw ≥ 2.54

0.9*0.6*36*4*$\frac{1}{4}$ = 19.44 kip > 2.54 …….ok

4.16.3:-Truss design

4-16.3.1:- internal forces calculation

Max support from purlins =20.72KN

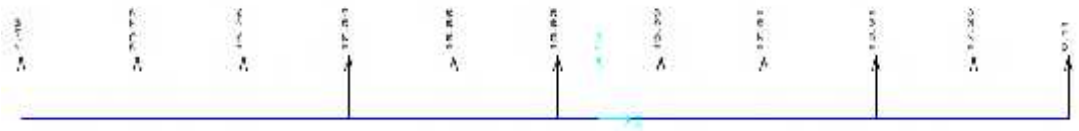


Fig.(4-21) Support reaction for purlins

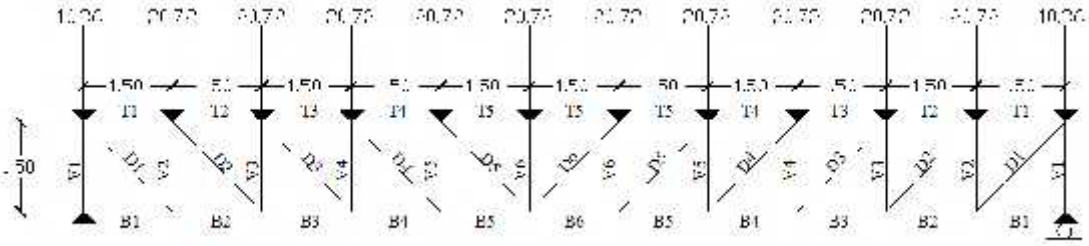


Fig.(4-22) Truss system

⇨The truss consists of four types of member

1- The vertical member(V)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
V1	114	25.63
V2	104	23.38
V3	82.9	18.64
V4	62.2	13.98
V5	41.4	9.31
V6	20.7	4.65

Table (4-4) vertical member forces

2- The top member (T)

NO. of member	Value of compression force	
	KN	Kip
T1	104	23.38
T2	186	41.82
T3	249	55.98
T4	290	65.19
T5	311	69.92

Table (4-5) Top member forces

3- The diagonal member(D)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
D1	147	33.05
D2	117	26.3
D3	87.9	19.76
D4	58.6	13.17
D5	29.3	6.59
D6	0.0	0.0

Table (4-6) diagonal member forces

4- The bottom member(B)

NO. of member	Value of tension force	
	KN	Kip
B1	0.0	0.0
B2	104	23.38
B3	186	41.82
B4	249	55.98
B5	290	65.2
B6	311	69.92

Table (4-7) bottom member forces

4-16.3.2:-Design of tension member

⇨ bottom member

Max.valu of tension =311KN=69.92Kip

Tensile yielding

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=69.92/0.9*36=2.16in2

Try W8*10 …….A=2.96in2

Tensile rupture

ΦPn=Φ*Fu*(U*Ag)=0.75*58*(1*2.96)=128.76Kip>69.92Kip……ok

4-16.3.3:- Diagonal member

Max.Value of tension =147KN=33.05Kip

Tensile yielding

Pu=Φ*Fy*Ag

Ag=33.05/0.9*36=1.02in2

Try L3*3*5/16 ……A=1.78in2

Tensile rupture

ΦPn=Φ*Fu*(U*Ag)=0.75*58*0.85*1.78=65.81Kip>33.05Kip……ok

4-16.3.4:- Design of compression member

⇨Vertical member

Max value of compression =114KN=25.63Kip

Take section member L3*3*5/16

Section property ……..A=1.78in^2 rx=0.91in ry=0.91in

L=1.5m=4.92ft

Determine of the reduction factor for slender:-

Unstiffened element

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{3}{5/16} = 9.6$$

$$0.45\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0.45\sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.77 > \frac{b}{t} \Rightarrow Q = Qs = 1$$

$$\frac{L}{rx} = \frac{4.92 * 12}{0.91} = 64.88$$

$$0 < \frac{L}{rx} < 80$$

$$\Rightarrow \frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{rx} = 72 + 0.75 * \frac{4.92 * 12}{0.91} = 120.66$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Qs * Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{1 * 36}} = 133.68 > 120.66$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{120.66^2} = 19.66$$

$$\Longrightarrow Fcr = 0.658^{\frac{Qs*Fy}{Fe}} * Fy = 0.658^{\frac{1*36}{19.66}} * 36 = 16.73$$

ΦPn=Φ*Fcr*Ag=0.9*16.73*1.78=26.8 Kip>Pu=25.63Kip……..OK

⇨top member

Max value of compression =311KN=69.92Kip

Assume $\frac{Kl}{r} = 75$

$$4.71\sqrt{\frac{29*10^3}{36}} = 133.68$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{(K * l_r)^2} = \frac{\pi^2 * 29 * 10^3}{75^2} = 50.88$$

$$Fcr = 0.658^{\frac{Fy}{Fe}} * Fy = 0.658^{\frac{36}{50.88}} * 36 = 26.77Kip$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 * 12 * 4.92}{r} = 75 \Rightarrow r = 0.787$$

$$Ag = \frac{Pu}{\emptyset Fcr} = \frac{69.92}{0.9 * 26.77} = 2.89in^2$$

∴ Use W8*10 …….Ag=2.96in^2

4-16.4:- 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.

A. (1st)- Design of weld between the vertical member and the Gusset plate in the corners of the truss:-

The section of the vertical member is angel $(L3 * 3 * 5/16)$

Member property…… Ag = 1.78 in2, y = 0.860

The value of Max. compression in the vertical member is Vu= 25.63 kips.

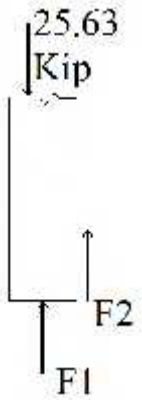


Fig.(4-23) weld forces vertical member

Max. weld size (amax) = $t - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} - \frac{1}{16} = \frac{4}{16} in.$

Min. weld size (amin) = $\frac{3}{16} in.$

∴ Use weld size (a) = $\frac{1}{4} in.$

⇨Design strength of weld:-

$$\emptyset Rnw = \emptyset \times te \times 0.6 \times FExx$$

$$\emptyset Rnw = 0.75 \times 0.707 \times \frac{1}{4} \times 0.6 \times 70 = 5.57\ kips.$$

⇨Design strength of base material:-

$$\emptyset Rn = \emptyset \times 0.6 \times Fy \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 5/16$$

$$= 6.75\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$$

Or

$$\emptyset Rn = \emptyset \times 0.6 \times Fu \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 5/16$$

$$= 8.15\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$$

$$F_1 = 5.57 * 3 = 16.71 Kip$$

$$F_2 = 25.63 - 16.71 = 8.92 Kip$$

$$Lw_{2=} \frac{8.92}{5.57} = 1.6 in \dots\dots\dots\dots\dots take\ 2 in$$

B. Design of weld between the diagonal member and the gusset plate:-

The section of the diagonal member is angel $L3 * 3 * 5/16$.

The value if Max.Tension in the diagonal member is Tu = 33.05 kips.

**For the vertical member use the same size and dimension of weld for the previous vertical member.

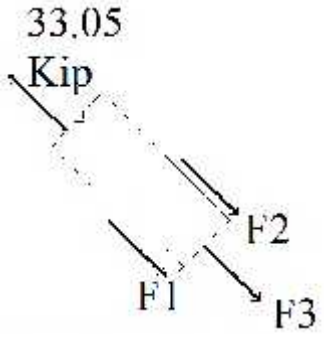


Fig.(4-24) weld force on diagonal member

Max. weld size (a_{max}) = $t - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} - \frac{1}{16} = \frac{4}{16} in.$

Min. weld size (a_{min}) = $\frac{3}{16} in.$

∴ Use weld size (a) = $\frac{1}{4} in.$

⇨Design strength of weld:-

$\emptyset Rnw = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{EXX} = 0.75 \times 0.707 \times \frac{1}{4} \times 0.6 \times 70 = 5.57$ kips.

⇨Design strength of base material:-

$\emptyset Rn = \emptyset \times 0.6 \times Fy \times t = 1.0 \times 0.6 \times 36 \times 5/16$

$= 6.75\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$

Or

$\emptyset Rn = \emptyset \times 0.6 \times Fu \times t = 0.75 \times 0.6 \times 58 \times 5/16$

$= 8.15\ kip > 5.57 kip \quad \therefore ok$

$F_3 = 3 * 5.57 = 16.71 Kip$

$\Sigma Mat F_1 = 0$

$= F_3 * 1 + F_2 * 2 - 3.05\ (2 - y) = 16.71 * 1.5 + F_2 * 3 - 33.05\ (3 - 0.86) = 0$

$\Rightarrow F_2 = 15.22 kip$

$F_1 = 33.05 - 16.71 - 15.22 = 1.12 kip$

$Lw1 = \frac{F1}{\emptyset Rnw} = \frac{1.12}{5.57} = 0.2\ in \quad \therefore use\ 1\ in.$

$$Lw2 = \frac{F2}{\emptyset Rnw} = \frac{15.22}{5.57} = 2.73\ in \quad \therefore use\ 3\ in.$$

Check for rupture

$$L = \frac{(3+1)}{2} = 2.0\ in$$

$$U = 1 - \frac{x}{L} = 1 - \frac{0.86}{2.0} = 0.57$$

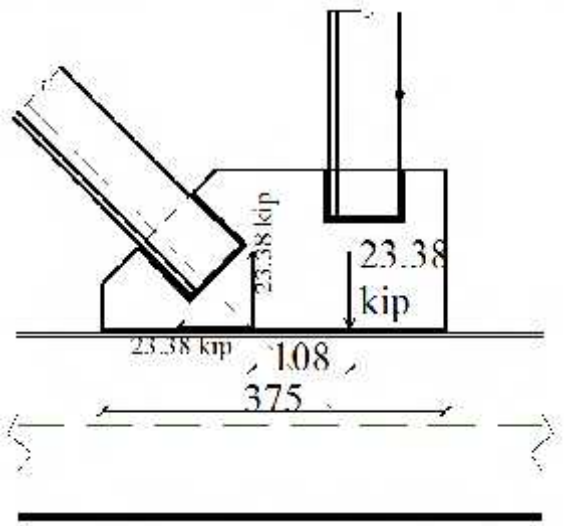
$$\emptyset tPn = 0.75 \times Fu \times Ae$$

$$\emptyset tPn = 0.75 \times 58 \times 0.57 \times 1.78 = 44.13\ kip > 33.05\ kip \therefore ok$$

C. Design of weld between the bottom member and the gusset plate:-

The section of the bootom member is angel $w8 * 10$.

.



Fig(4-25) weld between gust plate and bottom member

10.8cm/2.54=4.25in

37.5cm/2.54=14.76in

$$R_u = \sqrt{Rv + Ry^{\,2} * \quad Rh + Rx^{\,2}}$$

$$Rv = \frac{Py}{L} = 0$$

$$Rh = \frac{Px}{L} = \frac{23.38}{14.76*2} = 0.792\ kip/in$$

$$Ip = 2 * \frac{14.76^3}{12} = 535.93\ in^3$$

$$Rx = \frac{M * y}{Ip} = 0$$

$$Ry = \frac{M * x}{Ip} = \frac{23.38 * 4.25\ * (\frac{4.25}{2})}{535.93} = 0.394$$

$$R_u = \sqrt{0 + 0.394^{\,2} * \quad 0.792 + 0^{\,2}} = 0.885 kip/in$$

$$\emptyset R_{nw} = R_u$$

$$0.75\ \ 0.707a\ \ * 0.6 * 70 = 0.885 \Rightarrow\ \ a = 0.04\ in$$

⇨ take a=2/16 in

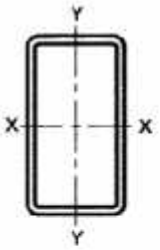


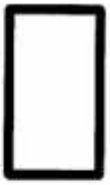
Table 1–11 (continued)
Rectangular HSS
Dimensions and Properties

Shape	Design Wall Thickness, *t*	Nominal Wt.	Area, *A*	*b/t*	*h/t*	Axis X-X			
						I	*S*	*r*	*Z*
	in.	lb/ft	in.^{2}			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}
HSS5×2½×¼	0.233	11.33	3.14	7.73	18.5	9.40	3.76	1.73	4.83
×3/16	0.174	8.79	2.41	11.4	25.7	7.51	3.01	1.77	3.79
×⅛	0.116	6.02	1.65	18.6	40.1	5.34	2.14	1.80	2.65
HSS5×2×⅜	0.349	14.65	4.09	2.73	11.3	10.4	4.14	1.59	5.71
×5/16	0.291	12.67	3.52	3.87	14.2	9.35	3.74	1.63	5.05
×¼	0.233	10.48	2.91	5.58	18.5	8.08	3.23	1.67	4.27
×3/16	0.174	8.15	2.24	8.49	25.7	6.50	2.60	1.70	3.37
×⅛	0.116	5.60	1.54	14.2	40.1	4.65	1.86	1.74	2.37
HSS4×3×⅜	0.349	14.65	4.09	5.60	8.46	7.93	3.97	1.39	5.12
×5/16	0.291	12.67	3.52	7.31	10.7	7.14	3.57	1.42	4.51
×¼	0.233	10.48	2.91	9.88	14.2	6.15	3.07	1.45	3.81
×3/16	0.174	8.15	2.24	14.2	20.0	4.93	2.47	1.49	3.00
×⅛	0.116	5.60	1.54	22.9	31.5	3.52	1.76	1.52	2.11
HSS4×2½×⅜	0.349	13.37	3.74	4.16	8.46	6.77	3.38	1.35	4.48
×5/16	0.291	11.60	3.23	5.59	10.7	6.13	3.07	1.38	3.97
×¼	0.233	9.63	2.67	7.73	14.2	5.32	2.66	1.41	3.38
×3/16	0.174	7.51	2.06	11.4	20.0	4.30	2.15	1.44	2.67
×⅛	0.116	5.17	1.42	18.6	31.5	3.09	1.54	1.47	1.88
HSS4×2×⅜	0.349	12.09	3.39	2.73	8.46	5.60	2.80	1.29	3.84
×5/16	0.291	10.54	2.94	3.87	10.7	5.13	2.56	1.32	3.43
×¼	0.233	8.78	2.44	5.58	14.2	4.49	2.25	1.36	2.94
×3/16	0.174	6.87	1.89	8.49	20.0	3.66	1.83	1.39	2.34
×⅛	0.116	4.75	1.30	14.2	31.5	2.65	1.32	1.43	1.66
HSS3½×2½×⅜	0.349	12.09	3.39	4.16	7.03	4.75	2.72	1.18	3.59
×5/16	0.291	10.54	2.94	5.59	9.03	4.34	2.48	1.22	3.20
×¼	0.233	8.78	2.44	7.73	12.0	3.79	2.17	1.25	2.74
×3/16	0.174	6.87	1.89	11.4	17.1	3.09	1.76	1.28	2.18
×⅛	0.116	4.75	1.30	18.6	27.2	2.23	1.28	1.31	1.54
HSS3½×2×¼	0.233	7.93	2.21	5.58	12.0	3.17	1.81	1.20	2.36
×3/16	0.174	6.23	1.71	8.49	17.1	2.61	1.49	1.23	1.89
×⅛	0.116	4.32	1.19	14.2	27.2	1.90	1.09	1.27	1.34

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-12.

Table (4-8.a) HSS

Table 1–11 (continued)
Rectangular HSS
Dimensions and Properties



HSS5–HSS3½

Shape	Axis Y-Y				Workable Flat		Torsion		Surface Area
	I	*S*	*r*	*Z*	Depth	Width	*J*	*C*	
	in.⁴	in.³	in.	in.³	in.	in.	in.⁴	in.³	ft²/ft
HSS5×2½×¼	3.13	2.50	0.999	2.95	3⅞	—	7.93	4.99	1.18
×3/16	2.53	2.03	1.02	2.33	4 3/16	—	6.26	3.89	1.20
×⅛	1.82	1.46	1.05	1.64	4 7/16	—	4.40	2.70	1.22
HSS5×2×⅜	2.28	2.28	0.748	2.88	3 5/16	—	6.61	5.20	1.07
×5/16	2.10	2.10	0.772	2.57	3⅝	—	5.99	4.59	1.08
×¼	1.84	1.84	0.797	2.20	3⅞	—	5.17	3.88	1.10
×3/16	1.51	1.51	0.823	1.75	4 3/16	—	4.15	3.05	1.12
×⅛	1.10	1.10	0.848	1.24	4 7/16	—	2.95	2.13	1.13
HSS4×3×⅜	5.01	3.34	1.11	4.18	2 5/16	—	10.6	6.59	1.07
×5/16	4.52	3.02	1.13	3.69	2⅝	—	9.41	5.75	1.08
×¼	3.91	2.61	1.16	3.12	2⅞	—	7.96	4.81	1.10
×3/16	3.16	2.10	1.19	2.46	3 3/16	—	6.26	3.74	1.12
×⅛	2.27	1.51	1.21	1.73	3 7/16	—	4.38	2.59	1.13
HSS4×2½×⅜	3.17	2.54	0.922	3.20	2 5/16	—	7.57	5.32	0.983
×5/16	2.89	2.32	0.947	2.85	2⅝	—	6.77	4.67	1.00
×¼	2.53	2.02	0.973	2.43	2⅞	—	5.78	3.93	1.02
×3/16	2.06	1.65	0.999	1.93	3⅛	—	4.59	3.08	1.03
×⅛	1.49	1.19	1.03	1.36	3 7/16	—	3.23	2.14	1.05
HSS4×2×⅜	1.80	1.80	0.729	2.31	2 5/16	—	4.83	4.04	0.900
×5/16	1.67	1.67	0.754	2.08	2⅝	—	4.40	3.59	0.917
×¼	1.48	1.48	0.779	1.79	2⅞	—	3.82	3.05	0.933
×3/16	1.22	1.22	0.804	1.43	3 3/16	—	3.08	2.41	0.950
×⅛	0.898	0.898	0.830	1.02	3 7/16	—	2.20	1.69	0.967
HSS3½×2½×⅜	2.77	2.21	0.904	2.82	—	—	6.16	4.57	0.900
×5/16	2.54	2.03	0.930	2.52	2⅛	—	5.53	4.03	0.917
×¼	2.23	1.78	0.956	2.16	2⅜	—	4.75	3.40	0.933
×3/16	1.82	1.46	0.983	1.72	2 11/16	—	3.78	2.67	0.950
×⅛	1.33	1.06	1.01	1.22	2 15/16	—	2.67	1.87	0.967
HSS3½×2×¼	1.30	1.30	0.766	1.58	2⅜	—	3.16	2.64	0.850
×3/16	1.08	1.08	0.792	1.27	2 11/16	—	2.55	2.09	0.867
×⅛	0.795	0.795	0.818	0.912	2 15/16	—	1.83	1.47	0.883

—Flat depth or width is too small to establish a workable flat.

Table (4-8.b) HSS

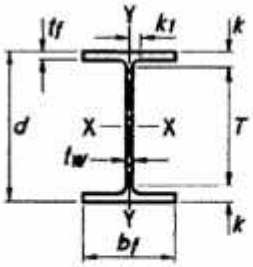


Table 1–1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d		Web Thickness, t_w		$\frac{t_w}{2}$	Flange Width, b_f		Flange Thickness, t_f		Distance k		k_1	T	Work-able Gage
											k_{des}	k_{det}			
	in.^{2}	in.		in.		in.	in.		in.		in.	in.	in.	in.	in.
W8×67	19.7	9.00	9	0.570	9/16	5/16	8.28	8 1/4	0.935	15/16	1.33	1 5/8	15/16	5 3/4	5 1/2
×58	17.1	8.75	8 3/4	0.510	1/2	1/4	8.22	8 1/4	0.810	13/16	1.20	1 1/2	7/8		
×48	14.1	8.50	8 1/2	0.400	3/8	3/16	8.11	8 1/8	0.685	11/16	1.08	1 3/8	13/16		
×40	11.7	8.25	8 1/4	0.360	3/8	3/16	8.07	8 1/8	0.560	9/16	0.954	1 1/4	13/16		
×35	10.3	8.12	8 1/8	0.310	5/16	3/16	8.02	8	0.495	1/2	0.889	1 3/16	13/16		
×31[f]	9.12	8.00	8	0.285	5/16	3/16	8.00	8	0.435	7/16	0.829	1 1/8	3/4		
W8×28	8.24	8.06	8	0.285	5/16	3/16	6.54	6 1/2	0.465	7/16	0.859	15/16	5/8	6 1/8	4
×24	7.08	7.93	7 7/8	0.245	1/4	1/8	6.50	6 1/2	0.400	3/8	0.794	7/8	3/16	6 1/8	4
W8×21	6.16	8.28	8 1/4	0.250	1/4	1/8	5.27	5 1/4	0.400	3/8	0.700	7/8	9/16	6 1/2	2 3/4[g]
×18	5.26	8.14	8 1/8	0.230	1/4	1/8	5.25	5 1/4	0.330	5/16	0.630	13/16	9/16	6 1/2	2 3/4[g]
W8×15	4.44	8.11	8 1/8	0.245	1/4	1/8	4.02	4	0.315	5/16	0.615	13/16	9/16	6 1/2	2 1/4[g]
×13	3.84	7.99	8	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.255	1/4	0.555	3/4	9/16		
×10[c,f]	2.96	7.89	7 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.205	3/16	0.505	11/16	1/2		
W6×25	7.34	6.38	6 3/8	0.320	5/16	3/16	6.08	6 1/8	0.455	7/16	0.705	15/16	9/16	4 1/2	3 1/2
×20	5.87	6.20	6 1/4	0.260	1/4	1/8	6.02	6	0.365	3/8	0.615	7/8	9/16		
×15[f]	4.43	5.99	6	0.230	1/4	1/8	5.99	6	0.260	1/4	0.510	3/4	9/16		
W6×16	4.74	6.28	6 1/4	0.260	1/4	1/8	4.03	4	0.405	3/8	0.655	7/8	9/16	4 1/2	2 1/4[g]
×12	3.55	6.03	6	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.280	1/4	0.530	3/4	9/16		
×9[f]	2.68	5.90	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.215	3/16	0.465	11/16	1/2		
×8.5[f]	2.52	5.83	5 7/8	0.170	3/16	1/8	3.94	4	0.195	3/16	0.445	11/16	1/2		
W5×19	5.56	5.15	5 1/8	0.270	1/4	1/8	5.03	5	0.430	7/16	0.730	13/16	7/16	3 1/2	2 3/4[g]
×16	4.71	5.01	5	0.240	1/4	1/8	5.00	5	0.360	3/8	0.660	3/4	7/16	3 1/2	2 3/4[g]
W4×13	3.83	4.16	4 1/8	0.280	1/4	1/8	4.06	4	0.345	3/8	0.595	3/4	1/2	2 5/8	2 1/4[g]

[c] Shape is slender for compression with F_y = 50 ksi.
[f] Shape exceeds compact limit for flexure with F_y = 50 ksi.
[g] The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.

Table (4-9.a) W shape

Table 1–1 (continued)
W Shapes
Properties

W8 – W4

Nominal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
lb/ft			in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.^{3}	in.	in.	in.^{4}	in.^{6}
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180
48	5.92	15.9	184	43.2	3.61	49.0	60.9	15.0	2.08	22.9	2.35	7.82	1.96	931
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.69	1.12	726
35	8.10	20.5	127	31.2	3.51	34.7	42.6	10.6	2.03	16.1	2.28	7.63	0.769	619
31	9.19	22.3	110	27.5	3.47	30.4	37.1	9.27	2.02	14.1	2.26	7.57	0.536	530
28	7.03	22.3	98.0	24.3	3.45	27.2	21.7	6.63	1.62	10.1	1.84	7.60	0.537	312
24	8.12	25.9	82.7	20.9	3.42	23.1	18.3	5.63	1.61	8.57	1.82	7.53	0.346	259
21	6.59	27.5	75.3	18.2	3.49	20.4	9.77	3.71	1.26	5.69	1.46	7.88	0.282	152
18	7.95	29.9	61.9	15.2	3.43	17.0	7.97	3.04	1.23	4.66	1.43	7.81	0.172	122
15	6.37	28.1	48.0	11.8	3.29	13.6	3.41	1.70	0.876	2.67	1.06	7.80	0.137	51.8
13	7.84	29.9	39.6	9.91	3.21	11.4	2.73	1.37	0.843	2.15	1.03	7.74	0.0871	40.8
10	9.61	40.5	30.8	7.81	3.22	8.87	2.09	1.06	0.841	1.66	1.01	7.69	0.0426	30.9
25	6.68	15.5	53.4	16.7	2.70	18.9	17.1	5.61	1.52	8.56	1.74	5.93	0.461	150
20	8.25	19.1	41.4	13.4	2.66	14.9	13.3	4.41	1.50	6.72	1.70	5.84	0.240	113
15	11.5	21.6	29.1	9.72	2.56	10.8	9.32	3.11	1.45	4.75	1.66	5.73	0.101	76.5
16	4.98	19.1	32.1	10.2	2.60	11.7	4.43	2.20	0.967	3.39	1.13	5.88	0.223	38.2
12	7.14	21.6	22.1	7.31	2.49	8.30	2.99	1.50	0.918	2.32	1.08	5.75	0.0903	24.7
9	9.16	29.2	16.4	5.56	2.47	6.23	2.20	1.11	0.905	1.72	1.06	5.69	0.0405	17.7
8.5	10.1	29.1	14.9	5.10	2.43	5.73	1.99	1.01	0.890	1.56	1.05	5.64	0.0333	15.8
19	5.85	13.7	26.3	10.2	2.17	11.6	9.13	3.63	1.28	5.53	1.45	4.72	0.316	50.9
16	6.94	15.4	21.4	8.55	2.13	9.63	7.51	3.00	1.26	4.58	1.43	4.65	0.192	40.6
13	5.88	10.6	11.3	5.46	1.72	6.28	3.86	1.90	1.00	2.92	1.16	3.82	0.151	14.0

Table (4-9.b) W shape

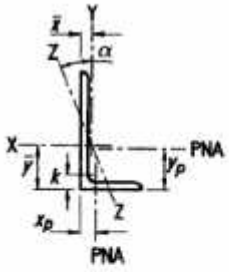


Table 1–7 (continued)
Angles
Properties

Shape	k	Wt.	Area, A	Axis X-X						Flexural-Torsional Properties		
				I	S	r	ȳ	Z	y_p	J	C_w	$\bar{r}_o$
	in.	lb/ft	in.²	in.⁴	in.³	in.	in.	in.³	in.	in.⁴	in.⁶	in.
L4×3½×½	⅞	11.9	3.50	5.30	1.92	1.23	1.24	3.46	0.497	0.301	0.302	2.03
×⅜	¾	9.10	2.67	4.15	1.48	1.25	1.20	2.66	0.433	0.132	0.134	2.06
×5/16	11/16	7.70	2.25	3.53	1.25	1.25	1.17	2.24	0.401	0.0782	0.0798	2.08
×¼	⅝	6.20	1.81	2.89	1.01	1.26	1.14	1.81	0.368	0.0412	0.0419	2.09
L4×3×⅝	1	13.6	3.89	6.01	2.28	1.23	1.37	4.08	0.810	0.529	0.472	1.91
×½	⅞	11.1	3.25	5.02	1.87	1.24	1.32	3.36	0.747	0.281	0.255	1.94
×⅜	¾	8.50	2.48	3.94	1.44	1.26	1.27	2.60	0.683	0.123	0.114	1.97
×5/16	11/16	7.20	2.09	3.36	1.22	1.27	1.25	2.19	0.651	0.0731	0.0676	1.98
×¼	⅝	5.80	1.69	2.75	0.988	1.27	1.22	1.77	0.618	0.0386	0.0356	1.99
L3½×3½×½	⅞	11.1	3.25	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	0.281	0.238	1.87
×7/16	13/16	9.80	2.87	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	0.192	0.164	1.89
×⅜	¾	8.50	2.48	2.86	1.15	1.07	1.00	2.06	0.357	0.123	0.106	1.90
×5/16	11/16	7.20	2.09	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.0731	0.0634	1.92
×¼	⅝	5.80	1.69	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.0386	0.0334	1.93
L3½×3×½	⅞	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.12	2.61	0.480	0.260	0.191	1.75
×7/16	13/16	9.10	2.65	3.10	1.29	1.08	1.09	2.32	0.446	0.178	0.132	1.76
×⅜	¾	7.90	2.30	2.73	1.12	1.09	1.07	2.03	0.411	0.114	0.0858	1.78
×5/16	11/16	6.60	1.93	2.33	0.951	1.09	1.05	1.72	0.375	0.0680	0.0512	1.79
×¼	⅝	5.40	1.56	1.92	0.773	1.10	1.02	1.39	0.336	0.0360	0.0270	1.80
L3½×2½×½	⅞	9.40	2.75	3.24	1.41	1.08	1.20	2.52	0.736	0.234	0.159	1.66
×⅜	¾	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.15	1.96	0.668	0.103	0.0714	1.69
×5/16	11/16	6.10	1.78	2.20	0.925	1.11	1.13	1.67	0.633	0.0611	0.0426	1.71
×¼	⅝	4.90	1.44	1.81	0.753	1.12	1.10	1.36	0.596	0.0322	0.0225	1.72
L3×3×½	⅞	9.40	2.75	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.230	0.144	1.59
×7/16	13/16	8.30	2.43	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.157	0.100	1.60
×⅜	¾	7.20	2.11	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.101	0.0652	1.62
×5/16	11/16	6.10	1.78	1.50	0.699	0.918	0.860	1.26	0.296	0.0597	0.0390	1.64
×¼	⅝	4.90	1.44	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.0313	0.0206	1.65
×3/16	9/16	3.71	1.09	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.0136	0.00899	1.67
L3×2½×½	⅞	8.50	2.50	2.07	1.03	0.910	0.995	1.86	0.494	0.213	0.112	1.46
×7/16	13/16	7.60	2.21	1.87	0.921	0.917	0.972	1.66	0.462	0.146	0.0777	1.48
×⅜	¾	6.60	1.92	1.65	0.803	0.924	0.949	1.45	0.430	0.0943	0.0507	1.49
×5/16	11/16	5.60	1.67	1.41	0.681	0.932	0.925	1.23	0.397	0.0560	0.0304	1.51
×¼	⅝	4.50	1.31	1.16	0.555	0.940	0.900	1.000	0.363	0.0296	0.0161	1.52
×3/16	9/16	3.39	0.996	0.899	0.423	0.947	0.874	0.761	0.328	0.0130	0.00705	1.54

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1–7.

Table (4-10.a) Angle

Table 1–7 (continued)
Angles
Properties

L4-L3

Shape	Axis Y-Y						Axis Z-Z				Q_s
	I	S	r	$\bar{x}$	Z	x_p	I	S	r	Tan α	$F_y=36$ ksi
	in.^{4}	in.^{3}	in.	in.	in.^{3}	in.	in.^{4}	in.^{3}	in.		
L4×3½×½	3.76	1.50	1.04	0.994	2.69	0.438	1.80	0.719	0.716	0.750	1.00
×⅜	2.96	1.16	1.05	0.947	2.06	0.334	1.38	0.555	0.719	0.755	1.00
×5/16	2.52	0.980	1.06	0.923	1.74	0.281	1.17	0.470	0.721	0.757	0.997
×¼	2.07	0.794	1.07	0.897	1.40	0.227	0.950	0.382	0.723	0.759	0.912
L4×3×⅝	2.85	1.34	0.845	0.867	2.45	0.498	1.59	0.720	0.631	0.534	1.00
×½	2.40	1.10	0.858	0.822	1.99	0.407	1.30	0.592	0.633	0.542	1.00
×⅜	1.89	0.851	0.873	0.775	1.52	0.311	1.01	0.460	0.636	0.551	1.00
×5/16	1.62	0.721	0.880	0.750	1.28	0.262	0.851	0.390	0.638	0.554	0.997
×¼	1.33	0.585	0.887	0.725	1.03	0.211	0.691	0.318	0.639	0.558	0.912
L3½×3½×½	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	1.51	0.609	0.679	1.00	1.00
×7/16	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	1.34	0.540	0.681	1.00	1.00
×⅜	2.86	1.15	1.07	1.00	2.05	0.357	1.17	0.471	0.683	1.00	1.00
×5/16	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.989	0.400	0.685	1.00	1.00
×¼	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.807	0.326	0.688	1.00	0.965
L3½×3×½	2.32	1.09	0.877	0.869	1.97	0.431	1.15	0.537	0.618	0.713	1.00
×7/16	2.09	0.971	0.885	0.846	1.75	0.382	1.03	0.478	0.620	0.717	1.00
×⅜	1.84	0.847	0.892	0.823	1.52	0.331	0.895	0.418	0.622	0.720	1.00
×5/16	1.58	0.718	0.900	0.798	1.28	0.279	0.761	0.356	0.624	0.722	1.00
×¼	1.30	0.585	0.908	0.773	1.04	0.226	0.623	0.292	0.628	0.725	0.965
L3½×2½×½	1.36	0.756	0.701	0.701	1.39	0.395	0.782	0.420	0.532	0.485	1.00
×⅜	1.09	0.589	0.716	0.655	1.07	0.303	0.608	0.329	0.535	0.495	1.00
×5/16	0.937	0.501	0.723	0.632	0.900	0.256	0.518	0.281	0.538	0.500	1.00
×¼	0.775	0.410	0.731	0.607	0.728	0.207	0.425	0.232	0.541	0.504	0.965
L3×3×½	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.924	0.436	0.580	1.00	1.00
×7/16	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.819	0.386	0.580	1.00	1.00
×⅜	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.712	0.336	0.581	1.00	1.00
×5/16	1.50	0.699	0.918	0.860	1.25	0.296	0.603	0.284	0.583	1.00	1.00
×¼	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.491	0.231	0.585	1.00	1.00
×3/16	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.374	0.176	0.586	1.00	0.912
L3×2½×½	1.29	0.736	0.718	0.746	1.34	0.418	0.666	0.370	0.516	0.666	1.00
×7/16	1.17	0.656	0.724	0.724	1.19	0.370	0.591	0.329	0.516	0.671	1.00
×⅜	1.03	0.573	0.731	0.701	1.03	0.321	0.514	0.287	0.517	0.675	1.00
×5/16	0.888	0.487	0.739	0.677	0.873	0.271	0.437	0.244	0.518	0.679	1.00
×¼	0.734	0.397	0.746	0.653	0.707	0.220	0.356	0.199	0.520	0.683	1.00
×3/16	0.568	0.303	0.753	0.627	0.536	0.167	0.272	0.153	0.521	0.687	0.912

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1–7.

Table (4-10.b) Angle

4-17 Design of Isolated Footing:(F5)

$fc' = 24\,MPa$ fy = 420 MPa

P_D = 1407.4 KN P_L = 837.7 KN P_U = 3029.2 KN

Column Dimensions = 50*50 cm.

Allowable bearing capacity q_{all}= 250 KN/m^2.

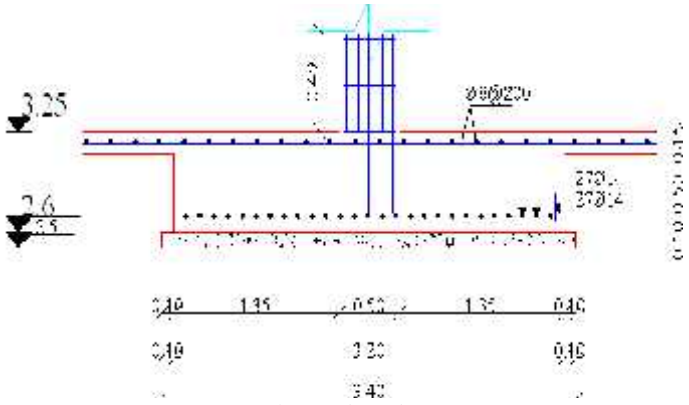


Figure (4-26)

4-17.1 Area of Footing :

live load =5 KN/m2.

assume h = 60 cm

$q_{all.net}$ = 250 - 5 –0.6*25 = 230 KN/m^2

area A = $P_D + P_L$ / $q_{all.net}$ = 1407.4 + 837.7 / 226.25

= 9.76 m^2

Use L = 3.2 m, B = 3.2 m, A = 10.24 m^2

4-17.2Depth of footing:

Assume h = 60 cm.

Check one-way shear:

$q_{ult} = \frac{P_u}{Area}$ = 3029.2/10.24 = 295.8 KN / m^2

d = 600 – 75 – 20 = 505 mm

$\Phi V_c \geq V_u$

$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d$

$= \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 3.2 * 0.505 * 1000 = 989.6KN$

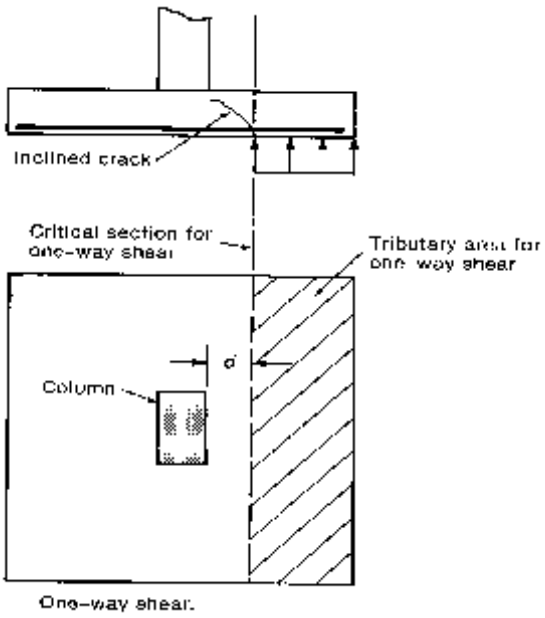


Figure (4-27)

$$Vu = q_{ult} \times \left(\frac{B-a}{2} - d \right) \times L$$

$$Vu = 295.8 \times \left(\frac{3.2 - 0.5}{2} - 0.505 \right) \times 3.2 = 799.8 KN$$

$$\Phi Vc = 989.6 > V_u = 799.8$$

Check two-way shear :

$$Vu = q_{ult} \times ((B \times L) - (a+d)(b+d))$$

$$Vu = 295.8 \times ((3.2 \times 3.2) - (0.5 + 0.505)(0.5 + 0.505)) = 2730$$

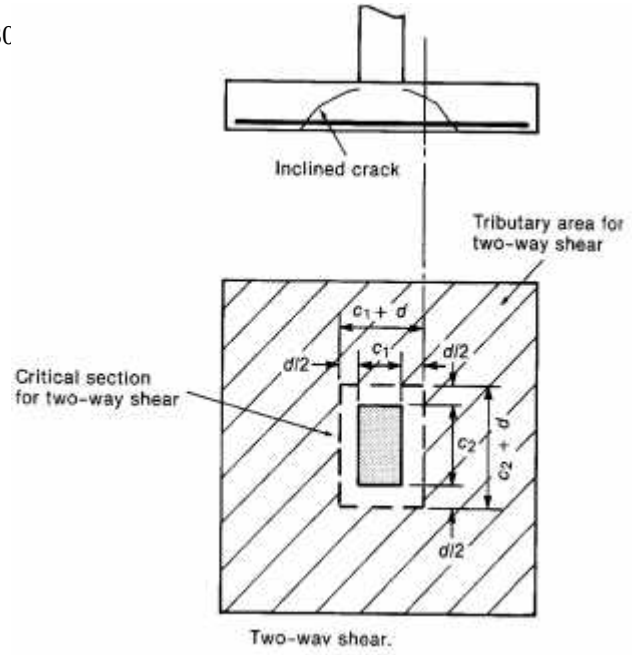


Figure (4-28)

According to ACI , Vc shall be the smallest of :

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.5\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.585\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

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

Where:

β_c = a / b = 50 / 50 = 1

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

= 4 (0.5+0.505) = 4.02 m

α_s = 40 for interior column

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 4.02 \times 0.505 \times 1000 = 2486.4 KN$$

$$\varphi Vc = 2486.4\, KN < Vu = 2730.2\, KN$$

Make h = 65 cm .

d = 650 – 75 -20 = 555 mm

b_o = (0.5 + 0.555) * 4 = 4.22

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33\sqrt{24} \times 4.22 \times 0.555 \times 1000 = 2868.5 KN$$

$$Vu = 295.8 \times ((3.2 \times 3.2) - (0.5 + 0.555)(0.5 + 0.555)) = 2699.8 KN$$

$$\varphi Vc = 2868.5\, KN > Vu = 2699.8\, KN$$

4-17.3 Design of flexural reinforcement :

$$Mu = \left(q_{ult} \times W \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left(295.8 \times 3.2 \times \left(\frac{3.2}{2} - \frac{0.5}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{3.2}{2} - \frac{0.5}{2} \right) = 862.6 \text{ KN.m}$$

Mn = 862.6/0.9 = 958.4 KN.m

Kn = Mn/ b.d^2 = 0.972 Mpa

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\, mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.972}{420}} \right) = 0.00237$$

A_S = 0.00237*3200*555 = 4209 mm^2. …….. control

$A_{s\,min}$ = 0.0018*3200*650 = 3744 mm^2.

So , Use 27 Φ 14 in both directions .

4-17.4 Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 20:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\sim \times \quad \times ¥ \times ª}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 16 = 395 mm$$

Available length = ((3200-500)\2)-75=1275

= 1275mm > 493.8 mm ……ok

4-17.5 Development length of column reinforcement :

Ld for Φ 18 :

$$L_d = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} db = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 18 = 309 mm$$

$$L_d = 0.043 \times db \times fy = 0.043*18*420 = 325 \text{ mm}$$

$$\therefore L_d = 451.5 mm$$

Available embedment = 650 – 75 – (2 x14) = 547 mm > 325 mm

∴ OK.

4-17.6 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 = 0.5*0.5 = 0.25 m^2

A_2 = 3.2 * 3.2 = 10.24 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{10.24}{0.25}} = 6.4 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.25 \times 2) \times 1000 = 6630\ KN$

$\Phi Pn = 6630 > Pu = 3029$ ..... *.ok*

In column:

$\Phi Pn,b = \Phi(0.85\ fc'A1)$

$\Phi Pn,b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.5 \times 0.5 \times 1000) = 3315\ KN$

$\Phi Pnb = 3315KN > P_u = 3029.2KN$

and the minimum reinforcement of dowels:

As = 0.005 *(500 x 500) = 1250 mm^2

4-17.7 Lap splice of column :

Ls = 0.071 fy . db = 0.071 * 420 * 18 = 536 mm.Use 550 mm .

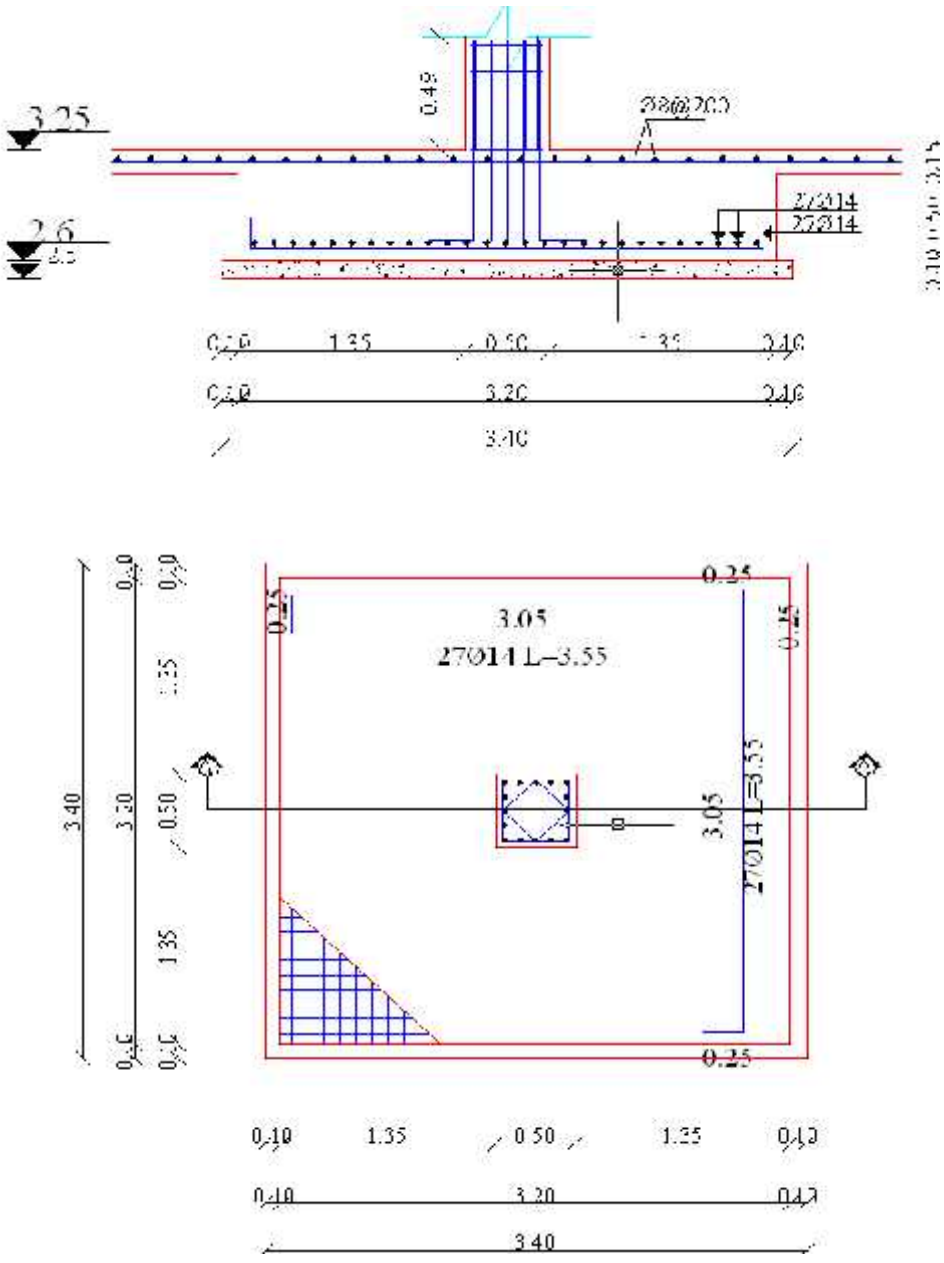


Figure (4-29)

4 -18 Design of shear wall:-

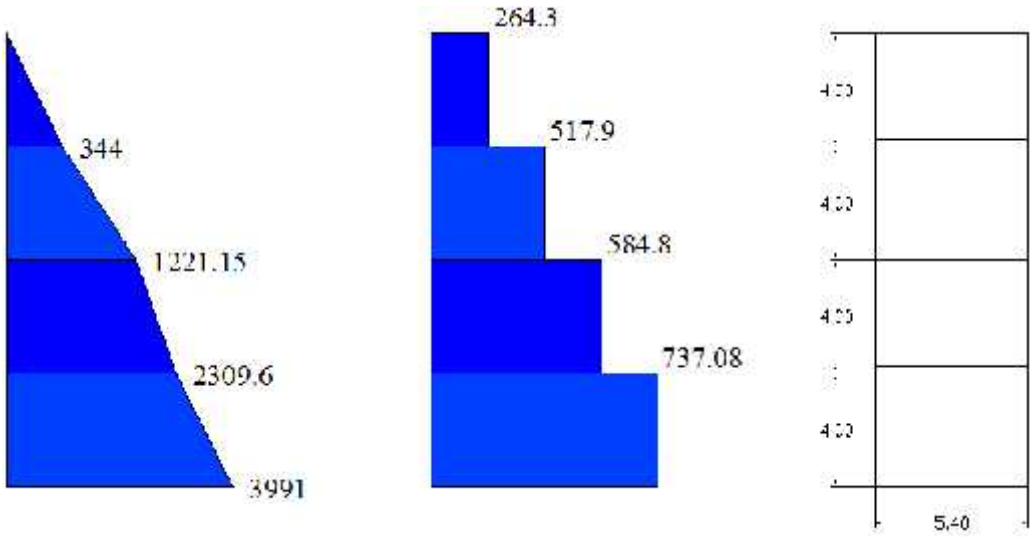


Fig. (4-30) Moment and shear diagram

Fc = 24MPa

Fy = 420 MPa

t=25 cm .shear wall thickness

Lw = 5.4 m .shear wall width

Hw for one wall = 4 m story height

4 -18 - 1: Design of shear

$$\sum Fx = Vu = 737.08KN$$

4-18-1-1: Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5..4}{2} = 2.7\,m \ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{16}{2} = 5m$$

$$storyheigh \quad t = 4\,m$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 5.4 = 4.32\,m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$
$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{24} * 250 * 4320 = 3306.8KN > V_u$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6}\sqrt{27} * 250 * 4320 * 10^{-3} = 881.8KN \ldots . cont$$
$$V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27\sqrt{24} * 250 * 4320 + 0 = 1428.5KN$$
$$\frac{3991 - 2309.6}{4} = \frac{M_u - 2309.6}{4 - 2.7} \Rightarrow M_u = 2856.1KN.m$$
$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2856.1}{737.08} - \frac{5.4}{2} = 1.17$$
$$V_c = 0.05 \sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} hd = 0.05\sqrt{24} + \frac{5.4 \left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{1.17} 250 * 4320$$
$$= 2706.5KN$$
$$Vs = Vn - Vc$$
$$= (737.08 / 0.75) - 881.8 = 100.9KN$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{100.9 * 10^3}{420 * 4320} = 0.0556 mm^2/mm$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.0556}{250} = 0.00022 < 0.0025$$

Use ϕ 10 As=78.5 mm^2

$$\rho = \frac{2 * 78.5}{S * 250} = 0.0025 \Rightarrow S = 251mm$$

Max. Spacing

$$\frac{l_w}{5} = \frac{5.42}{5} = 1.085\, m$$

$$3h = 3 * 250 = 0.75m$$

450 mm……cont.

Use ϕ 10@250mm in tow layer

4 -18-1-2: Design for Vertical reinforcement:-

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{16}{5.4} = 2.9$$

$\rho_{vmin} > 0$

Select Φ 10 @250mm. In tow layer

4 -18-2: Design of bending moment:

$$A_{st} = \frac{5400}{250} * 2 * 78.5 = 3391.2mm^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h}\frac{f_y}{f_c'} = \frac{3391.2}{5400 * 250}\frac{420}{24} = 0.044$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.044 + 0}{2 * 0.044 + 0.85 * 0.85} = 0.054$$

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

$$= 0.9 \ 0.5 * 3391.2 * 420 * 5400(1 + 0)(1 - 0.054) = 3274.2KN.m < Mu$$

Try ϕ 12@250 mm

$$A_{st} = \frac{5400}{250} * 2 * 113.1 = 4885.9mm^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w h}\frac{f_y}{f_c'} = \frac{4885.9}{5400 * 250}\frac{420}{24} = 0.063$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.063 + 0}{2 * 0.063 + 0.85 * 0.85} = 0.074$$

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

$$= 0.9 \ 0.5 * 4885.9 * 420 * 5400(1 + 0)(1 - 0.074) = 4617.5KN.m > Mu$$

→use ϕ 12@250 mm for vertical reinforcement

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

٥.١ مقدمة.

٥.٢ النتائج.

٥.٣ التوصيات.

٥.١ المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءها في مدينه الخليل.

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

٥.٢ النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $250KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Flat Slab) في بعض أجزاء المبنى بسبب عدم انتظام توزيع الأعمدة في المبنى، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2013/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
f) (Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

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

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

٥.٣ التوصيات:

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

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

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص الأستاذ المشرف.

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

4. Uniform Building Code (UBC).

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (S)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

Screw type	Self drilling, carbon
Screw diameter	6 mm
Length	38 mm
Screw head type	Hex head
Screw-head diameter	8 mm
Screw drive/recess type	Hex head
Washer type	Bonded EPDM
Washer size	16 mm
Screw point	# 3 self drilling
Corrosion protection	Galvanized zinc plated
Drilling capacity range	5 mm - 12 mm

Proparete table for S-MD55Z

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

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

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

- تم بحمد الله -