بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائره الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

حسين نعيم أبو صبحة محمد عاصم عوض

وجدي محمد إطميزة

إشراف :
د. نصر عبوشي

فلسطين – الخليل

حزيران ٢٠٠٨م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

اسم مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

حسين نعيم أبو صبحه محمد عاصم عوض

وجدي محمد اطميزة

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع، وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة المناقشة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

حزيران - ٢٠٠٨

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

حسين نعيم ابو صبحة محمد عاصم عوض

وجدي محمد إطميزة

تقرير مقدمة مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة و التكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس في تخصص هندسة المباني.

جامعة بوليتيكنك فلسطين

فلسطين - الخليل

حزيران ٢٠٠٨م

الإهداء

إلى رسول البشرية معلم الخير وخير معلم محمد بن عبد الله صلى الله علية وسلم وعلى

آله وصحبه أجمعين .

إلى من قدم لنا وضحى من أجلنا وسهر على راحتنا وبذل كل جهد لنصل إلى مؤهلات

التخرج وميدان العمل .... آبائنا الكرام.

إلى مشاعل العطاء وفيض الحنان الذي لا ينضب معينه ...إلى من تطلب الجنة تحت

أقدامهن ....أمهاتنا الغاليات .

إلى من شاركنا أفراحنا وأتراحنا وتقاسم معنا حلو الحياة ومرها.... إخواننا وأخواتنا

إلى من آثروا شهادة الله على شهادة الدراسة فارتحلوا سراعاً للعلا ...إخواننا الشهداء

عامة وشهداء جامعتنا خاصة

إلى من رفضوا الخضوع ... إلى الأقمار خلف القضبان .....أسرانا الأبطال

إلى من طلبوا العزة وحملوا السلاح إلى المرابطين على ثغور الوطن ....مجاهدونا

إلى من اجتمعنا معهم على محبة الله ... نستظل بحبهم وننهل من نبع عطائهم ..أحبائنا

فريق العمل

الشكر والتقدير

نتقدم بجزيل الشكر إلى كل من أسهم في إخراج هذا العمل إلى حيز الوجود، إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ممثلة بجميع أساتذتها وعامليها على عطائهم المتميز وتعاونهم وتشجيعهم المستمر، ونخص بالذكر د. نصر عبوشي مشرف المشروع لما قدمه من تشجيع ودعم وثقة والذي زودنا ببعض المراجع والمعلومات التي ساعدت على إكمال هذا العمل .

γوقل أعملوا فسيرى Θ عملكم ورسوله والمؤمنون σ

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع تجاري

فريق العمل

حسين نعيم ابو صبحة محمد عاصم عوض

وجدي محمد اطميزة

جامعة بوليتيكنك فلسطين - ٢٠٠٨م

إشراف

د. نصر عبوشي

وتتلخص فكرة المشروع في إعداد التصميم الإنشائي الكامل لمبنى مجمع تجاري في مدينة الخليل بشكل يشمل كافة العناصر الإنشائية من أساسات وجدران و أعمدة و عقدات بحيث يتم إعداد مخططات تنفيذية تمكن من تنفيذ المشروع على أكمل وجه.

ويظهر من خلال المخططات أن المبنى المقترح إنشاؤه هو مجمع تجاري يتكون من أحد عشر طابقاً مقسمة إلى طابق تسوية يضم الكراجات والطابق الأرضي الذي يضم سدة على منسوب 4.0+ والطابق الأول والثاني وتضم محالاً تجارية والطابق الثالث المكرر حتى الثامن وتضم مكاتباً للإيجار وطابق الرووف الذي سيستغل ككفيتيريا، وهذا المبنى تم تصميمه إنشائيا وفقا للكود الأمريكي ، حيث يحتوي المشروع على التحليل و التصميم الإنشائي لعناصر المبنى

وتصميمها، بالإضافة إلى احتوائه على كافة المخططات و التفاصيل الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى.

Abstract

Structural Design of a Commercial Building

Work Team

Hussein abu sabha Mohammed awad

Wajde tomizi

Palestine Polytechnic University – 2008

Supervisor

Dr. Naser Aboshi

The main idea for this project is to design and prepare full detailed structural drawings for the commercial building in Hebron city.

This project consists of eleven floors and it contains of parking ,two multi store floors, sex office floors , and the roof which use as a cafeteria. In This project ACI code was used to analyze and design the members, and we prepare the executive drawings .

الفهرس

العنوان.....صفحة

صفحة العنوان الرئيسية..... .

شهادة تقييم **مشروع التخرج**..... .ii

تقرير مشروع التخرج..... .iii

صفحة الإهداء..... .iv

صفحة الشكر و التقدير..... .v

صفحة الملخص (باللغة العربية) vi

صفحة الملخص (باللغة الانجليزية)..... .vii

فهرس المحتويات..... .viii

فهرس **الأشكال** VIII

فهرس الجداول.....**xvi**

الإختصارات.....**xvii**

العنوان ..... الصفحة

الفصل الأول: **المقدمة** ٢

١.١ نظرة عامة **٣**
٢.١ مشكلة المشروع **٤**
٣.١ الهدف من المشروع **٤**
٤.١ أسباب اختيار المشروع **٥**
٥.١ نطاق المشروع **٥**
٦.١ الدراسات السابقة **٥**
٧.١ خطوات المشروع **٦**
٨.١ وصف عام للمشروع **٦**
٩.١ المخطط الزمني للمشروع **٧**

الفصل الثاني : الوصف المعماري **٩**

١.٢ لمحة عامة عن المشروع **٩**
٢.٢ المشروع المقترح **١٠**
٣.٢ وصف موقع البناء **١١**
٤.٢ عناصر المشروع المقترح **١٢**
١.٤.٢ طابق التسوية (الكراجات) ١٢
٢.٤.٢ الطابق الأرضي ١٣
٣.٤.٢ الطابق على المنسوب +٠.٠م ١٣
٤.٤.٢ الطابق الأول ١٣
٥.٤.٢ الطابق الثاني ١٣
٦.٤.٢ الطابق الثالث والمتكرر حتى الثامن ١٣
٧.٤.٢ طابق الرووف ١٣
٨.٤.٢ المنور ١٣

٩.٤.٢ المصاعد الكهربائية والعادية ١٤
٥.٢ وصف الواجهات..... ١٤
٦.٢ تحقيق الفعاليات المختلفة ١٦

الفصل الثالث: الوصف الانشائي..... ١٧

١.٣ المقدمة ١٨
٢.٣ الاختبارات العملية..... ١٨
٣.٣ الأحمال ١٩
١.٣.٣ الأحمال الميتة ١٩
٢.٣.٣ الأحمال الحية..... ٢٠
٣.٣.٣ أحمال الزلازل ٢١
٤.٣.٣ أحمال الرياح..... ٢١
٥.٣.٣أحمال الثلوج..... ٢٢
٤.٣ وصف العناصر الإنشائية ٢٢
١.٤.٣ العقدات والأعصاب ٢٢
٢.٤.٣ الجسور..... ٢٣
٣.٤.٣ الأعمدة ٢٥
٤.٤.٣ الأسلس..... ٢٦
٥.٤.٣ الجدران الإستنادية..... ٢٧
٦.٤.٣ جدران القص ٢٧
٧.٤.٣ الأدراج ٢٨
٥.٣ البرامج المتوقع استخدامها..... ٢٨

CHPTER FOUR: STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN 29

4.1 INTRODUCTIONS 30

4.3 DETERMINATION OF THICKNESS: 31

4.3.1 DETERMINATION OF THICKNESS FOR ONE WAY RIB SLAB :- 31
4.3.2 DETERMINATION OF THICKNESS FOR TWO WAY RIB SLAB :- 32
4.4 LOAD CALCULATIONS 33
4.4.1 LOAD CALCULATIONS FOR ONE- WAY RIB SLAB: 33
4.4.2 LOAD CALCULATIONS FOR TWO- WAY RIB SLAB: 34

4.5 DESIGN OF TOPPING 35

4.5.1 DESIGN OF TOPPING FOR ONE-WAY RIB SLAB: 35
4.5.2 DESIGN OF TOPPING TWO-WAY RIB SLAB: 36

4.6 DESIGN OF RIB: 36

4.6.1 DESIGN OF ONE WAY RIB SLAB 36
4.6.1.1 DESIGN OF MOMENT 37
4.6.1.2 DESIGN OF SHEAR FOR RIB 40
4.6.2 DESIGN OF TOW WAY RIB SLAB 41
4.6.2.1 DESIGN OF MOMENT 43
4.6.2.2 DESIGN OF SHEAR 46

4.7 DESIGN OF BEAM 47

4.7.1 DESIGN OF MOMENT 47
4.7.1.1 DESIGN OF POSITIVE MOMENT: 48
4.7.1.2 DESIGN OF NEGATIVE MOMENT 51

4.7.2 DESIGN OF SHEAR 52

4.8 DESIGN OF COLUMN: 53

4.8.1 DESIGN OF SHORT COLUMN 53

4.8.1.1 DESIGN OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT 53
4.8.1.2 DESIGN OF THE TIE REINFORCEMENT: 45

4.8.2 DESIGN OF LONG COLUMN (C32) 55
4.8.2.1 DESIGN OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT 55
4.8.2.2 DESIGN OF THE TIE REINFORCEMENT 57

4. 9 DESIGN OF STAIRS 58

4.9.1 DESIGN REQUIREMENTS 58
4.9.1.1 LIMITATION OF DEFLECTION 58
4.9.1.2 LOADS 58
4.9.3 ANALYSIS 60
4.9.3.1 DESIGN OF SHEAR 60
4.9.3.2 DESIGN OF POSITIVE MOMENT 60
4.9.4 DEVELOPMENT LENGTH OF THE BARS 61
4.9.5 SHRINKAGE AND TEMP. REINFORCEMENT 62
4.9.6 LANDING DESIGN: 62
4.9.7 SHRINKAGE AND TEMP. REINFORCEMENT 63
4.9.8 DESIGN OF ONE WAY SOLID SLAB(..... 63

4.10 DESIGN OF FOOTING 65

4.10.1 DESIGN OF ISOLATED FOOTING 65
4.10.1.1 LOAD CALCULATION 65
4.10.1.2 DESIGN OF FOOTING 65
4.10.1.3 DETERMINE DEPTH BASED ON SHEAR STRENGTH 66
4.10.1.4 CHECK TRANSFER OF LOAD AT BASE OF COLUMN: 67
4.10.1.5 DESIGN FOR BENDING MOMENT 67
4.10.1.6 CHECK FOR YIELDING 68

4.10.2 DESIGN OF COMBIND FOOTING 69
4.10.2.1 DETERMINE LOADS & AREA OF FOOTING OF(F3.....69
4.10.2.2 DETERMINE WIDTH OF FOOTING: 70
4.10.2.3 DETERMINE DEPTH BASED ONE WAY SHEAR STRENGTH 70
4.10.2.4 DETERMINATION OF BEARING PRESSUR UNDER THE FOOTING 71
4.10.2.5 DESIGN IN X DIRECTION:.....71
4.10.2.6 DESIGN IN Y DIRECTION 73
4.10.3 DESIGN OF STRIP FOOTING (SECTION B-B):.....74
4.10.3.1 LOAD CALCULATION 74
4.10.3.2 DETERMINE THE FOOTING WIDTH : 74
4.10.3.3 DETERMINE REINFORCEMENT FOR MOMENT STRENGTH.....75
4.10.3.4 DESIGN OF DOWELS BARS 76
4.10.3.5 DESIGN OF SECONDARY REINFORCEMENT 76
4.10.4 DESIGN OF MAT FOOTING(MF1):.....77
4.10.4.1 LOAD CALCULATION 77
4.10.4.2DESIGN IN X- DIRECTION. 78
4.10.4.3 DESIGN IN Y- DIRECTION. 82

4.11 DESIGN OF BASEMENT WALL: 86

4.11.1 LOAD CALCULATION 86
4.11.2 THICKNESS OF WALL CALCULATION 86
4.11.3 WALL DESIGN.....87

4.12 DESIGN OF SHEAR WALL : 90

الفصل الخامس:الإستنتاجات والتوصيات.....١٠٥

١.٥ الإستنتاجات ١٠٥
٢.٥ التوصيات.....١٠٦

المصادر والمراجع ١٠٧
الملاحق ١٠٨

فهرس الأشكال

الشكل الصفحة

شكل(١-١) مخطط الموقع العام (SITE PLAN).....٣
شكل (٢-١): صورة جوية لموقع المشروع ١٠
شكل (٢-٢): مظور للمبنى..... ١١
شكل (٢-٣) مخطط الموقع العام (SITE PLAN)..... ١٢
شكل (٢-٤) : الواجهة الغربية ١٤
شكل (٢-٥) : الواجهة الشمالية..... ١٥
شكل (٢-٦) : الواجهة الشرقية ١٥
شكل (٢-٧) : الواجهة الجنوبية ١٦
شكل (٣-١): مكونات الأرضية..... ١٩
شكل (٣-٢): عقد مطوب باتجاه واحد..... ٢٣
شكل (٣-٣): عقد مطوب باتجاهين ٢٣
شكل (٣-٤): عقد مصمتة..... ٢٣
شكل (٣- ٥): قطاع طولي في جسر مسحور ٢٤
شكل (٣-٦): قطاع طولي وعرضي في جسر مدلى..... ٢٤
شكل(٣-٧) : يبين كيفية ارتباط الجسور بالأعمدة ثم الأسلس..... ٢٥
شكل (٣-٨): قطاع في عمود..... ٢٥
شكل (٣-٩) قطاع رأسي في القاعدة المفصلة..... ٢٧

FIG.(4-1)TWO WAY RIB SLAB 32
FIG (4-2) TOPING OF SLAB 35
FIG.(4-3) RIB GEOMETRY 36
FIG.(4-4) MOMENT DIAGRAM OF (R8) 37
FIG.(4-5) SHEAR DIAGRAM OF RIB.....40
FIG.(4-6) RIB. 3 INFORMATION 41
FIG.(4-7)BEAM (6) GEOMETRY 47

FIG.(4-8) MOMENT DIAGRAM 47
FIG .(4-9)SHEAR DIAGRAM 52
FIG .(4-10) COLUMN 54
FIG.(4-11). 55
DETAIL COLUMN (C25) 55
FIG.(4-12).DETAIL COLUMN(C32) 57
FIG.(4-13): STAIR DETAILS 58
FIG.(4-14): STAIR LOADS 59
FIG.(4-15): LOADS & SHEAR DIAGRAM OF STAIRS 60
FIG.(4-16): MOMENT DIAGRAM OF STAIRS 61
FIG.(4-17): LANDING LOADS 63
FIG.(4-17): MOMENT DIAGRAM OF LANDING 63
FIG.(4-19) :GEOMETRY OF COMBINED FOOTING 65
FIG (4-18): FOOTING (32) DETAIL. 69
FIG.(4-19) :GEOMETRY OF COMBINED FOOTING 70
FIG.(4-20) :DETAILS FOR COMBINED FOOTING 74
FIG.(4-21) :DETAILS FOR STRIP FOOTING 77
FIG.(4-22) DIMENTION OF MAT FOOTING 78
FIG.(4-23) SECTIONS OF MAT FOOTING 79
FIG.(4-24) SHEAR ENVELOPE OF MAT FOOTING SECTION A-A 80
FIG.(4-25) MOMENT DIAG. OF MAT FOOTING SECTION A-A 81
FIG.(4-26) SHEAR ENVELOPE OF MAT FOOTING SECTION B-B 83
FIG.(4-27) MOMENT DIAGRAM. OF MAT FOOTING SECTION B-B 84
FIG.(4-28) MAT FOUNDATION DETAIL 86
FIG. (4-29): BASMENT WALL-DIAGRAM 87
FIG.(4-30) MAT FOUNDATION DETAIL 90
FIG.(4-31) SHEAR WALL DIAGRAM 91
FIG.(4-32) MOMENT AND SHEAR DIAGRAM 101

فهرس الجداول

جدول (٣-١) : بعض المواد المستخدمة في البناء و كثافتها.....٢٠

جدول (١-١) : المخطط الزمني لمقدمة المشروع.....٧

List of abbreviation

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = Length of clear span .
- **LL** = live loads.
- **Ld** = development length.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Tc** = nominal tensional concrete moment strength provided by concrete.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.

- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ρ** = ratio between area of concrete to area of steel .
- **fc′** = specified compressive strength of concrete, MPa
- f **cu** = effective compressive strength of the concrete in a strut or a nodal zone, MPa
- f **r** = modulus of rupture of concrete, MPa
- **S** = elastic section modulus of section, mm3,
- **Pn** = nominal strength of cross section subject to compression, N
- **Lu**: Actual unsupported (unbraced) length.
- **M1** = smaller factored end moment on a compression member
- **M2** = larger factored end moment on compression member
- **K**: effective length factor (K= 1 for braced frame).
- **r**: radius of gyration
- **Ig** = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement, mm4
- **δns** = moment magnification factor for frames braced against side sway, to reflect effects of member curvature between ends of compression member
- **Cm** = a factor relating actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram
- **Pc** = critical load, N.
- **Es** = modulus of elasticity of reinforcement, MPa.
- **Ig** : moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis , neglecting reinforcement , cm^4 .
- **Is_e** : moment of inertia of concrete about centroidal axis of member cross section , cm^4
- **EI** = flexural stiffness of compression member.
- **db** = nominal diameter of bar, wire, or prestressing
- **ρb** = reinforcement ratio producing balanced strain conditions.
- **h** = overall thickness of member, mm

- **L**= span length of beam or one-way slab,
- **β** = ratio of clear spans in long to short direction of two-way slabs
- **As** = area of nonprestressed tension reinforcement, mm2
- **As,min** = minimum amount of flexural reinforcement, mm2
- **Pb** = nominal axial load strength at balanced strain conditions.
- **Po** = nominal axial load strength at zero eccentricity, N
- **Pu** = factored axial load at given eccentricity, N
- **hw** = total height of wall from base to top, mm
- **lw** = horizontal length of wall, mm
- **βc** = ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area
- **T** = elastic fundamental period of vibration, in seconds,
- **V** = The total design lateral force or shear at the base
- **W** = the total seismic dead load defined
- **Z** = seismic zone factor as given in Table 16-I.
- **Ca** = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
- **Ct** = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
- **Cv** = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
- **I** = importance factor given in Table 16-K.
- **R** = numerical coefficient representative .
- **wc** = weight of concrete, kg/m3
- **Lx**= short distance of the slab(C to C)
- **Ly**= lond distance of the slab (C to C)
- **Mfx** = postive field moment at x-direction
- **Mfy**= positive field moment at y-direction
- **Msx** = negative support moment in x-direction
- **qAx**= max shear force in x- direction
- **qAy**= max shear force in y- direction

الفصل الأول

المقـــــدمـــــــة

١.١ نظرة عامة .

٢.١ مشكلة المشروع .

٣.١ الهدف من المشروع .

٤.١ أسباب اختيار المشروع .

٥.١ نطاق المشروع .

٦.١ الدراسات السابقة.

٧.١ خطوات المشروع .

٨.١ وصف عام للمشروع .

٩.١ المخطط الزمني للمشروع

الفصل الأول

المقدمة

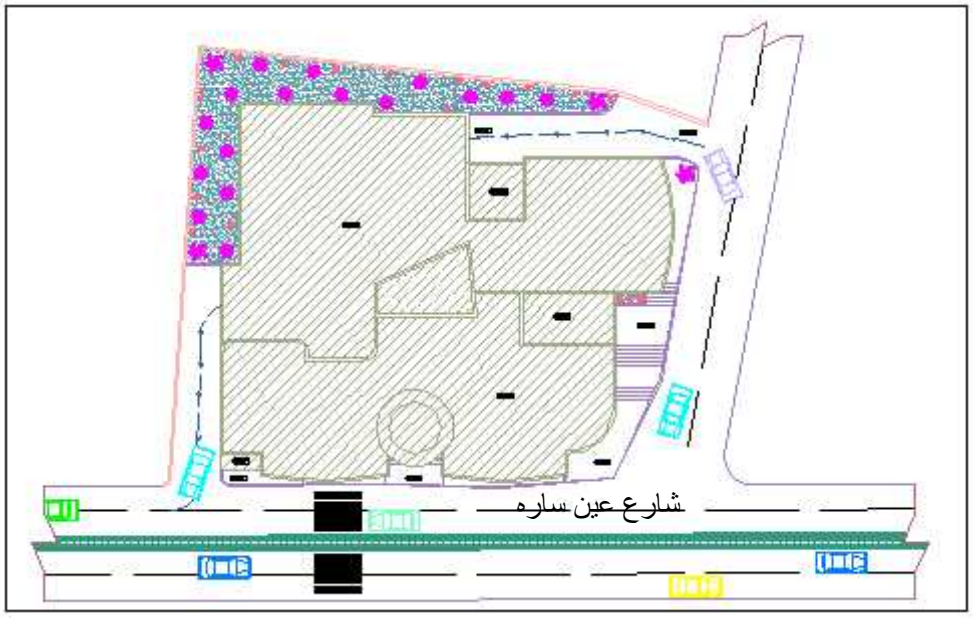
نظرا لما يشهده عصرنا الحاضر من نمو بشري وزيادة هائلة في عدد السكان وما لحقه من نمو اقتصادي كبير في جميع مناطق العالم، فقد تجسد هذا النمو في وطننا أيضاً وخاصة في محافظة الخليل وما سببه خلال الفترات من ازدياد مضطرد على رغبة المستثمرين في إقامة المجمعات التجارية، تلبية لتغطية هذا الازدياد في عدد السكان ورغبة الناس في تسهيل أمور حياتهم.

وفي هذه الأيام باتت المجمعات التجارية من أهم المعالم الرائدة والحيوية في بلادنا خلال الأعوام الأخيرة تلبية لما يشهده عصرنا هذا من نمو بشري ونقص في الأراضي وكذالك ارتفاع أسعار الأراضي بشكل سريع في تلك المناطق الحيوية وهذا من الأسباب التي قادت الناس إلى الاتجاه إلى ما يسمى "البناء العمودي" وهو البناء الأكثر انتشاراً في وقتنا الحاضر، ومن هذه الأسباب كان الدافع للاهتمام بهذا الموضوع واختيار مبنى مجمع تجاري وتصميمه من ناحية إنشائية بحيث يكون المبنى قادراً على تحمل القوى المؤثرة عليه.

١.١ نظرة عامة :

لقد أصبح للشكل المعماري للمبنى واحداً من أهم العناصر الجذابة للمبنى وتعتبر أيضا من عناصر الدعاية، مما تكسب هذا المبنى الشهرة ويعتبر انتشار هذه المجمعات التجارية في بلادنا أحد الأسباب الرئيسية التي أدت إلى ظهور طراز معماري جديد يضفي على المدينة طابع الحداثة لما نشهده من توسع عمراني رأسي. وتماشياً مع هذا التطور الإنشائي وقع الاختيار على تصميم مبنى مركز تجاري مكون من احد عشر طابقا في مدينة خليل الرحمن على قطعة ارض تقع في شارع عين سارة و تبلغ مساحتها الإجمالية ما يقارب $1218m^2$. وهذا المشروع يلبي كافة متطلبات التصميم المعماري الخاصة في تصميم المباني التجارية بما يتلاءم مع وظيفة هذه المباني وما تقدمه من خدمات من حيث موقع المشروع وما يلزم ذلك من مساحات واسعة لمختلف الأنشطة وقد تم تصميم هذا المشروع معماريا من قبل طلاب الهندسة المعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين وتحديداً من قبل الطالب حمزة حريزات تحت إشراف الدكتور غسان الدويك .

يقع المشروع على قطعة ارض تبلغ مساحتها ($1218m^2$) تقع على شارع عين سارة ويظهر من خلال المخططات أن المبنى المقترح إنشاؤه هو مجمع تجاري يتكون من أحد عشر طابقاً مقسمة إلى طابق تسوية يضم الكراجات والطابق الأرضي الذي يضم سدة على منسوب 4.0+ والطابق الأول والثاني وتضم محالاً تجارية والطابق الثالث المتكرر حتى الثامن وتضم مكاتباً للإيجار وطابق الرووف الذي سيستغل ككفيتيريا ، وتبلغ مساحة كل طابق حوالي 857 متراص مربعاً، والمساحة الإجمالية لجميع المبنى 9500 متراً مربعاً.



شكل (١-١) مخطط الموقع العام (Site Plan)

يتلخص العمل في هذا المشروع في اختيار النظام الإنشائي الأمثل لهذا المبنى بما يحقق عاملي الأمان والاقتصاد المنشودين في أي مشروع إنشائي بحيث لا يتعارض مع التصميم الإنشائي للمبنى.

وفي سبيل إتمام هذا المشروع على أكمل وجه من الناحية الإنشائية، فان ذلك يقتضي تجهيز كافة المخططات والتصاميم الإنشائية اللازمة بحيث يمكن من خلالها تنفيذ المشروع.

٢.١ مشكلة البحث :

تتمثل مشكلة البحث هنا في عمل التصميم الإنشائي لمجمع التجاري، وسوف تتم دراسة المشروع دراسة إنشائيةشاملة ، ويتطلب ذلك معرفة تامة بالعناصر الإنشائية الحاملة وذلك من اجل إيجاد حلول إنشائية مثلى توفر عاملي الأمان والاقتصاد حيث أن العامل الاقتصادي مهم جدا في هذه الحالة نظرا لضخامة المشروع بشرط أن لا يؤثر هذا العامل على عامل الأمان، كذالك يتم من خلال هذا المشروع عمل كافة التصاميم لجميع العناصر الإنشائية من أساسات وأعمدة وعقدات وجدران قص وجدران إستنا دية وإخراجها على هيئة مخططات تنفيذية كاملة .

٣.١ الهدف من المشروع :

يتلخص المشروع في الأهداف التالية:

- دراسة التصاميم المعمارية المقدمة للمشروع دراسة وافية لاختيار النظام الإنشائي الأفضل لها.
- عمل دراسة إنشائية بناءً على التصاميم المعمارية وتوزيع العناصر الإنشائية بحيث لا تتعارض مع التوزيع المعماري الداخلي ولا تخل بالمنظر الخارجي.
- عمل تصميم إنشائي متكامل لمجمع تجاري، وما يتبع ذلك من تجهيز للمخططات الإنشائية و التنفيذية بحيث يكون المشروع جاهزاً للتنفيذ.
- المحافظة على الجانب المعماري في المشروع وعمل كافة القدرات الإنشائية لإبقاء العناصر الجمالية في المشروع.
- الربط ما بين المعلومات النظرية التي قمنا بدراستها بشكل منفرد في مساقات الهندسة المدنية المختلفة بالجانب التطبيقي.
- التعرف على محتويات الكود الأمريكي (ACI-318-2005) المستخدم وتطبيق ما يتضمنه هذا الكود في دراسة المشروع.

٤.١ أسباب اختيار المشروع :

إن اختيارنا لهذا المشروع يرجع لعدة أسباب هي::

- اكتساب الخبرة اللازمة للقيام بتصميم مبنى مكون من عدة طبقات ومتعدد العناصر الإنشائية وكذالك معرفة كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لتصميم المبنى.
- زيادة الطلب على عمل مثل هذه المشاريع في الآونة الأخيرة نظرا لما أوردناه سابقا من أسباب.
- الحاجة الملحة لوجود مجمعات تجارية في مدينة الخليل تخدم المواطنين والتجار.

٥.١ خلق المشروع :

دراستنا في هذا المشروع تقتصر على الدراسات الإنشائية للمباني التجارية وخاصة الدراسات الإنشائية الخرسانية، كذلك إجراء التعديلات المعمارية اللازمة إن وجدت على التصميم المعماري في حال تعذرت الحلول الإنشائية الممكنة بما يضمن مشروع متكامل من الناحتين المعمارية والإنشائية.

٦.١ الدراسات السابقة :

- تتمثل الدراسات السابقة لهذا المشروع بعمل التصاميم المعمارية فقط وذلك من قبل قسم العمارة في جامعة بوليتكنك فلسطين . ولم تتم دراسته إنشائيا .
- سوف يتم اعتماد الكود الأمريكي (ACI-318-2005) بشكل رئيسي في تصميم جميع عناصر المبنى الإنشائية ضمن القيم التي يسمح بها الكود. كما أنه قد يتم الاستعانة في بعض الأحيان بالكود الأردني عندما تقتضي الحاجة لذلك.
- الاطلاع على المشاريع السابقة المشابهة و التي تم تصميمها من قبل طلبة الدائرة وذلك للإلمام بأكبر قدر ممكن من الأنظمة الإنشائية الممكن استخدامها وتفادي بعض الأخطاء التي من الممكن الوقوع بها.

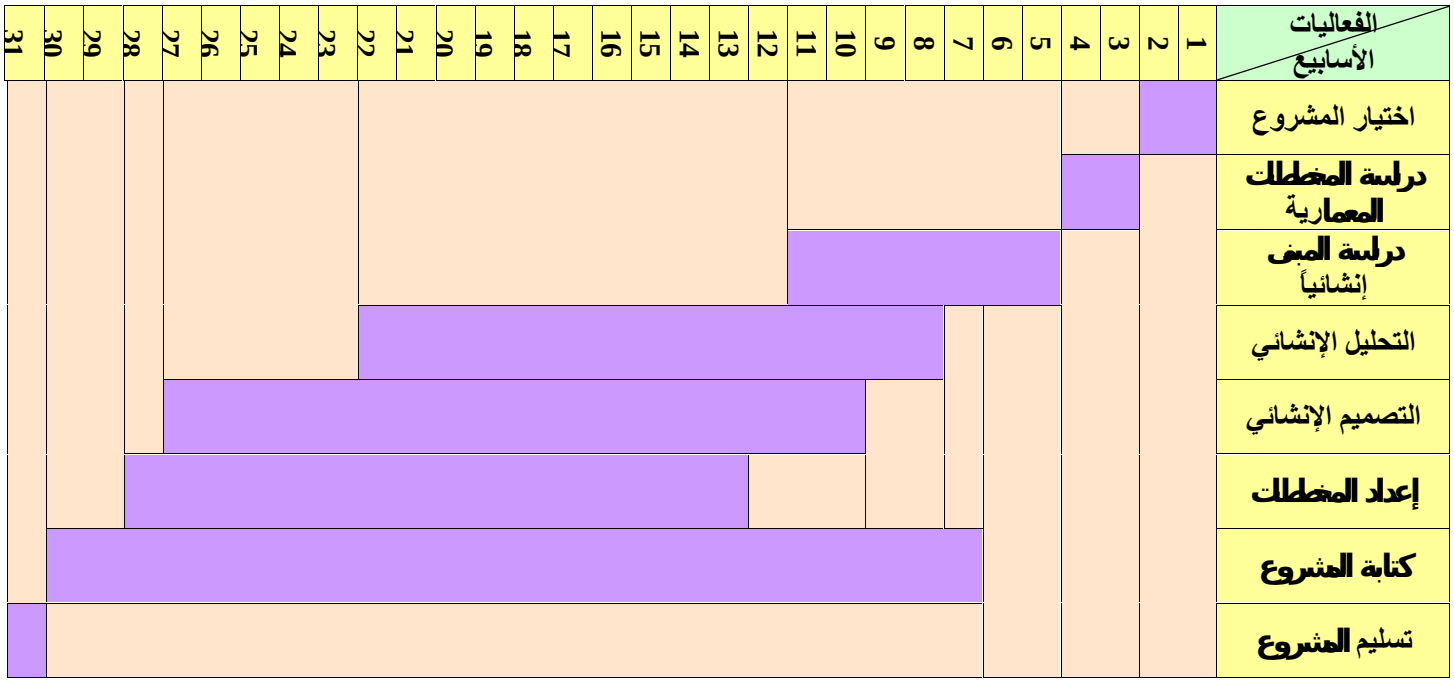
٧.١ خطوات المشروع :

- الاطلاع على المخططات المعمارية للمبنى ودراستها.
- دراسة المبنى إنشائياً وتحديد النظام الإنشائي الأمثل وذلك بتوزيع مختلف العناصر الإنشائية للمبنى وتحديد الأحمال لكل نوع من أنواع العناصر الإنشائية .
- عمل التحليل الإنشائي لكافة عناصر المبنى.
- عمل التصميم الإنشائي لهذه العناصر.
- عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي يحتويها المبنى بشكل كامل ونهائي.
- عرض المشروع للمناقشة.

٨.١ وصف عام للمشروع :

- الفصل الأول : المقدمة .
- الفصل الثاني : الوصف المعماري .
- الفصل الثالث : الوصف الإنشائي.
- الفصل الرابع : التحليل و التصميم الإنشائي للعناصر .
- الفصل الخامس : النتائج المتوقعة .

٩.١ المخطط الزمني لمقدمة المشروع :



الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

١.٢ لمحه عامة عن المشروع .

٢.٢ المشروع المقترح .

٣.٢ وصف موقع البناء .

٤.٢ عناصر المشروع المقترح .

١.٤.٢ طابق التسوية (الكراجات) .

٢.٤.٢ الطابق الأرضي .

٣.٤.٢ الطابق على المنسوب +٠.٠٠ م .

٤.٤.٢ الطابق الأول .

٥.٤.٢ الطابق الثاني .

٦.٤.٢ الطابق الثالث والمتكرر حتى الثامن .

٧.٤.٢ طابق الروف .

٨.٤.٢ المنور .

٩.٤.٢ المصاعد الكهربائية والعادية .

٥.٢ وصف الواجهات

٦.٢ تحقيق الفعاليات المختلفة

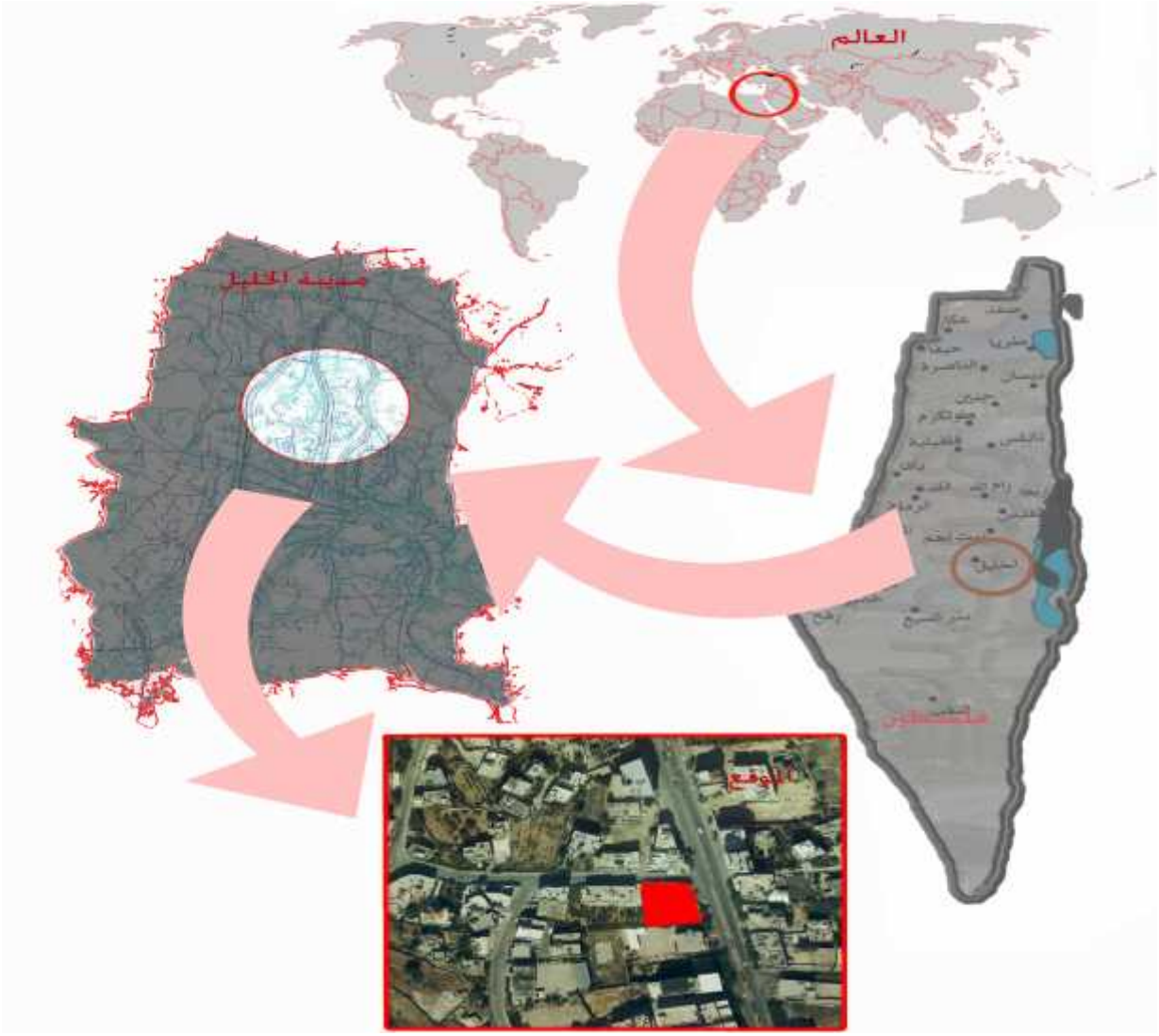
الفصل الثاني
الوصف المعماري للمشروع

١.٢ لمحه عامة عن المشروع :

تظهر براعة المهندس المعماري عند تصميمه لأي منشأ عندما يراعي ملائمة المبنى لاستعمالاته . كما وتظهر براعة المهندس في التعامل مع ظروف أرض المشروع مهما كانت، سواء من ناحية موقع الأرض أو شكلها.

فعملية التصميم لأي منشأ تتم عبر عدة مراحل، تبدأ بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، حيث يجري التوزيع الأولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا" دراسة الإنارة والعزل والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية حيث أن من أهم أهداف هذا التصميم هو تحقيق الراحة والسهولة واليسر للوصول إلى المكان المنشود وتوفير كل ما يلزم من مواقف للسيارات ومطاعم وغير ذلك، والمبنى ذو واجهات معمارية جميلة يُضفي طابعاً جمالياً للمنطقة.

أما الموقع العام وعلاقته بالمبنى فتم تصميمه بما يراعي كون المشروع تجارياً، وهذا يتطلب وقوعه على الشارع الرئيسي واستغلال جميع أرض المشروع حيث انه ليس من الضروري وجود ساحات خارجية وفراغات جمالية مع مراعاة القوانين والتشريعات المطبقة في المنطقة مع الاهتمام بالعناصر الجمالية في المشروع بما يحقق الجذب والدعاية للمشروع.



الشكل (٢-١): صورة جوية لموقع المشروع

٢.٢ المشروع المقترح :

هذا البناء هو مجمع تجاري في مدينة الخليل في شارع عين سارة ، و يتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهيكل الإنشائي للمبنى، تم الحصول على المخططات المعمارية النهائية من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية، حيث تم تصميم المبنى معمارياً من قبل طالب في الهندسة المعمارية وهو الطالب حمزة حريزات تحت إشراف الدكتور غسان دويك .

الشكل (٢-٢): مظور للمبنى .

ويظهر من خلال المخططات أن المبنى المقترح إنشاؤه هو مجمع تجاري يتكون **من أحد عشر طابقاً مقسمة إلى** طابق تسوية يضم الكراجات والطابق الأرضي الذي يضم سدة **على منسوب** +4.0 والطابق الأول والثاني وتضم محالاً تجارية والطابق الثالث المكرر حتى الثامن وتضم مكاتباً للإيجار وطابق الرووف الذي سيستغل ككفيتيريا ، **وتبلغ مساحة كل طابق حوالي** 857 **متراً مربعاً**، والمساحة الإجمالية لجميع المبنى9500 **متراً مربعاً**.

٣.٢ وصف موقع البناء :

المبنى يقع في مدينة الخليل **في** شارع عين سارة **على قطعة ارض** تبلغ مساحتها ما يقارب ١٢١٨ **مترا مربعا**، وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى :

أ- سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي.

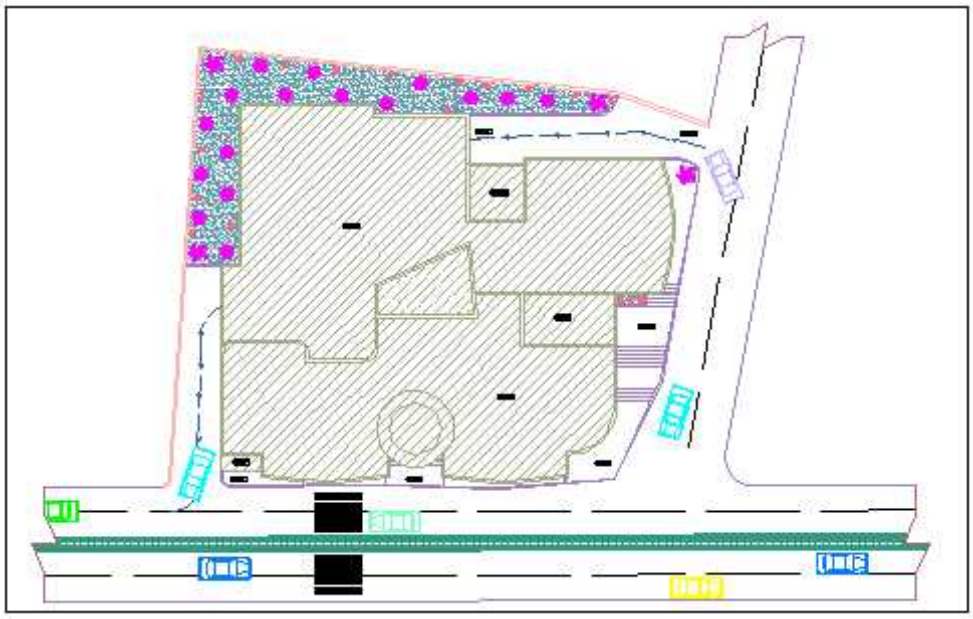
ب- توفر الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي .

ت- أخذ الانحدار الطبيعي للأرض بعين الاعتبار في التصميم.

ث- هذا ومن الملاحظ وقوع المشروع ضمن منطقه حيوية في مدينة الخليل .

* وقد تم تصميم المبنى بما يتلائم مع قطعة الارض التي يقع عليها.

الشكل التالي يبين مخطط الموقع العام لمشروع :



شكل (٢-٣) مخطط الموقع العام (Site Plan)

٢.٤عناصر المشروع المقترح:

المشروع المقترح مكون من أحد عشر طابقاً مقسمة إلى طابق تسوية يضم الكراجات ، الطابق الأرضي والطابق الاول والطابق الثاني تحتوي على محال تجارية، الطابق الثالث وصعوداً حتى الثامن يحتوي كل منها على عدة مكاتب وطابق الرووف ، ويمكن تفصيل العناصر على النحو التالي:

١.٤.٢ طابق التسوية:

طابق التسوية الأرضي يحتوي على الكراجات التي تعتبر عنصر أساسي في المجمعات التجارية حيث يضمن توفرها تنظيم حركة المرور من و إلى المجمع ، وتقع على منسوب (- 3m) من الأرض.

٢.٤.٢ الطابق الأرضي:

يقع الطابق على منسوب +1.0m ويحتوي هذا الطابق على مجموعة من المحال التجارية بارتفاع كلي 5.7m ،يحتوي كل واحد من هذه المحال على سدة بارتفاع 2.7m.

٣.٤.٢ الطابق على منسوب +4.0m :

تحتوي على ثلاث محال تجارية بإرتفاع 2.7m وتقع على منسوب +4.0 وهي تاتي على شكل سدة للطابق الأرضي لكن تتم الحركة منها واليها من الخارج وهي تواجه الشارع الفرعي .

٤.٤.٢ الطابق الأول :

يقع هذا الطابق على منسوب +7.0m ويحوي داخله مجموعة من المحال التجارية بارتفاع 2.7m كما يضم وحدتين صحيتين إحداهما للرجال والأخرى للنساء وكلاهما بارتفاع 2.7m .

٥.٤.٢ الطابق الثاني :

يقع على منسوب +11m ويحوي داخله محال تجارية فقط بارتفاع 3.7m.

٦.٤.٢ الطابق الثالث والمتكرر حتى الثامن :

يحتوي المبنى على ست طوابق متكررة بارتفاع 3.7m وكل طابق يحتوي على مجموعة من المكاتب وتبدأ بمنسوب +15.0m للطابق الثالث وتنتهي بمنسوب +35.0m للطابق الثامن.

٧.٤.٢ طابق (الروف):

يقع هذا الطابق على منسوب +39.0m وبارتفاع 3.7m ويستخدم هذا الطابق ككفتيريا توفر جانباً من الخدمات التي تعتبر ضرورية لخدمة الناس .

٨.٤.٢ المنور:

يحتوي المبنى منور يمتد من الطابق الأول إلى الطابق الأخير، يقع المنور في منتصف المبنى وله شكل منحني ويستخدم في توفير الإضاءة و التهوية للمناطق الداخلية للمبنى .

٩.٤.٢ السلالم و المصاعد الكهربائية :

من الضروري في أي مبنى تزيد عدد طوابقه عن الثلاث طوابق أن يتوفر به مصاعد كهربائية، حيث يصبح صعود السلالم متعباً ويأخذ مدة طويلة من الزمن ،ناهيك عن الأشخاص الذين يعانون من أمراض أو إعاقات تمنعهم من صعود السلالم أو كبار السن ، ولكن لا يمكن الاستغناء عن السلالم فهي ضرورية في الحالات الطارئة وعند انقطاع التيار الكهربائي .

ففي هذا المبنى حيث عدد الطوابق أحد عشر طابقاً فيجب أن يكون هناك مصعداً كهربائياً بالإضافة إلى السلالم .

٥.٢ وصف الواجهات

واجهات المبنى الأربع غير ملاصقة لأي أبنية مجاورة مم ساعد في توفير الإنارة الطبيعية و التهوية المثلى للمبنى كما أن وجود المنور في مركز المبنى وعلى كامل ارتفاعه ساهم بشكل أفضل في إنارة وتهوية المبنى ، ويبلغ الارتفاع الكلي للمبنى حوالي ٤٣ مترا ، بالإضافة إلى ذلك أخذ بعين الاعتبار وجود بروزات للحفاظ على عنصر التهوية للمبنى وإبراز عنصر الجمال المعماري .

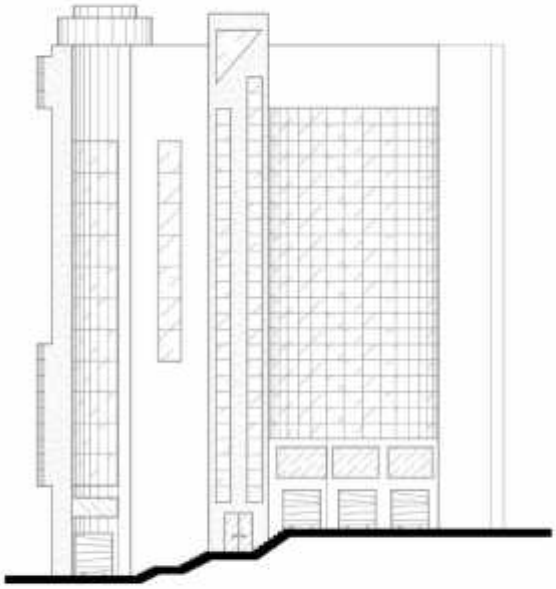
أولا: الواجهة الغربية:

ذات واجهة حجرية تحتوي على نوافذ ذات عرض ثابت وارتفاع يمتد بين أكثر من طابق وهي غير مطلة على أي من الشارعين اللذان يحيطان بالمبنى .

الشكل (٢-٤) : الواجهة الغربية

ثانيا: الواجهة الشمالية:

تقع على الشارع المتفرع من شارع عين سارة باتجاه الغرب وهي واجهة حجرية تحوي مساحات زجاجية كبيرة تغطي أكثر من نصف الواجهة مما يضفي نوع من الجمال ويساعد في عملية الانارة الطبيعية.



الشكل (٢-٥) : الواجهة الشمالية

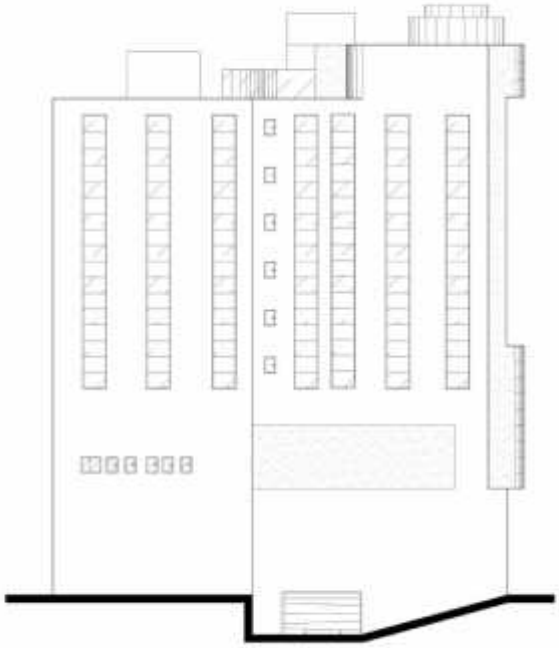
ثالثا: الواجهة الشرقية (الرئيسية) :

تطل هذه الواجهة على شارع عين سارة . وتتكون هذه الوجهة من كتل نافرة ومساحات زجاجية كبيرة وتضمن الإضاءة الطبيعية إضافة إلى أنها تعطي مظهراً معمارياً جميلاً حيث أن الواجهة مقدمة عن المدخل الأمر الذي جعل المدخل مميزاً وبارزاً للزوار .

الشكل (٢-٦) : الواجهة الشرقية

رابعا: الواجهة الجنوبية :

تمتاز هذه الواجهة باختلاف المناسيب من اليمين إلى اليسار بالإضافة إلى وجود مخرج يمثل المخرج الوحيد للكراج كما يحتوي على نوافذ تمتد في اكثر من طابق الذي يعطي ناحية جمالية للمبنى.



شكل (٢-٧) : الواجهة الجنوبية

٦.٢ تحقيق الفعاليات المختلفة:

من الواضح من خلال الواجهات والموقع العام للمشروع أن معظم المحال التجارية واقعه على الشارع العام وهذا يسهل كثيرا على المواطنين الذين يزورون المركز التجاري ، أما بالنسبة للمكاتب فتتسم علاقة الغرف ببعضها البعض بالسهولة واليسر، مما عمل على استقلالية الغرف عن بعضها وعدم تشابك الفعاليات، حيث أخذ بعين الاعتبار طبيعة حركة الإنسان وحاجاته، حيث تربط الغرف الموجودة بنفس الطابق ممرات، ويربط بين الطوابق المختلفة الأدراج والمصاعد التي تعمل على توفير الحركة العمودية بين الطوابق المختلفة وتسهيل الوصول إلى مختلف المستويات.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

١.٣ المقدمة

٢.٣ الاختبارات العملية

٣.٣ الأحمال

١.٣.٣ الأحمال الميتة

٢.٣.٣ الأحمال الحية

٣.٣.٣ أحمال الزلازل

٤.٣.٣ أحمال الرياح

٥.٣.٣أحمال الثلوج

٤.٣ وصف العناصر الإنشائية

١.٤.٣ القدك والأعصاب

٢.٤.٣ الجسور

٣.٤.٣ الأعمدة

٤.٤.٣ الأساسات

٥.٤.٣ الجدران الإستنادية

٦.٤.٣ جدران القص

٧.٤.٣ الأدراج

٥.٣ البرامج المتوقع استخدامها

الفصل الثالث

وصف العناصر الإنشائية

١.٣ مقدمة

بعد القيام بدراسة المخططات المعمارية لهذا المشروع نبدأ مرحلة الدراسة الإنشائية و تحديد النظام الإنشائي الأمثل للمبنى وما يترتب عليه من توزيع عناصره الإنشائية كالأعمدة والجسور والأعصاب...الخ، كما تشمل هذه الدراسة وصفا للعناصر الإنشائية المختلفة، وتوضح أسس التصميم الإنشائي التي يتم الاعتماد عليها في تحديد الأحمال المتوقعة حسب الكود الخاص بكل نوع من أنواع هذه الأحمال.

وفي عملية التصميم الإنشائي يجب العناية بالعوامل التالية :

١. التكلفة الاقتصادية (economy).
٢. الأمان لكل عناصر المنشأ (safety).
٣. حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث الهبوط (deflection) والتشققات (cracks)
٤. الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ .

لذلك فان تصميم أي مبنى لابد من إن يخضع لمرحلتين هما :

١) اختيار النظام الإنشائي وعناصره الأساسية ثم عمل التحليل الإنشائي لهذا النظام على الأحمال المؤثرة عليه .
٢) التصميم الإنشائي لجميع هذه العناصر وعمل التفاصيل الإنشائية له .

٢.٣ الاختبارات العملية:

ستقتصر الفحوصات التي سنقوم بها في هذا المشروع على فحص وحيد وهو فحص قوة تحمل التربة ولكن نظراً لعدم توفر الإمكانيات اللازمة للقيام بهذا الفحص فقد اعتمدنا في تحديد هذه القيمة على استشارة المختصين في هذا المجال اعتمادا على قيمة تحمل التربة للأراضي المجاورة لهذا المشروع فكانت هذه القيمة تساوي (٤ كغم/سم^{٢})

٣.٣ الأحمال:

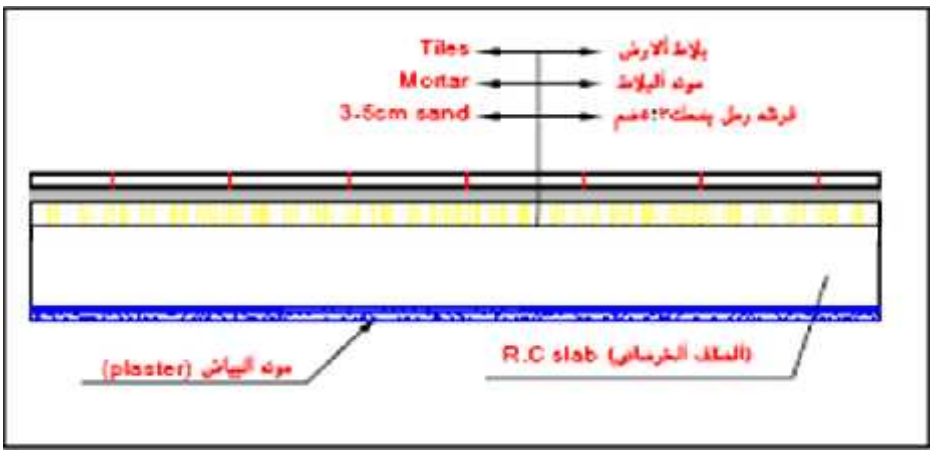
يجب أن يكون المصمم ملما وبشكل جيد بأنواع الأحمال المؤثرة على المنشأ وكيفية حسابها، وهي عبارة عن مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها لذلك قبل البدء بعملية التصميم لأي عنصر إنشائي لابد من تحديد **الأحمال** المؤثرة عليه بدقة **لان أي** خطا في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي.

ومن طبيعة مشروعنا هذا وجدنا انه يتعرض للأنواع التالية من الأحمال:

- **الأحمال المباشرة** : وهي القوى التي يتعرض لها المنشأ عادة وهي :
  ١) الأحمال الحية.
  ٢) **الأحمال** الميتة.
  ٣) أحمال الرياح .
  ٤) **وأحمال الزلازل** .
- **أحمال غير مباشرة:** وهي الأحمال التي قد يتعرض لهل المنشأ مثل الحرارة **والانكماش والزحف** .

١.٣.٣ الأحمال الميتة:

وهي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية **مثل** وزن العناصر الإنشائية بالإضافة **إلى وزن أي جسم ملاصق** للمبنى بشكل دائم. لذلك فان الأحمال الميتة لأي منشأ تضم وزن الأعمدة، الجسور، الجدران والعقدات وما يتبعها من بلاط وقصارة وما إلى ذلك وهي تشمل:



الشكل (٣-١): مكونات الأرضية

١. **وزن المنشأ** : وهي تعادل المساحة مضروبا في السمك مضروبا في كثافة الخرسانة المسلحة .

٢. وزن الأرضيات: وهي تعتمد على مكوناتها من المواد المختلفة انظر الشكل (٣-١).

٣. وزن الحوائط والتشطيبات من حجر وتكسيات وخلافه.

والجدول **(٣-١)** يوضح بعض المواد المستخدمة في البناء وكثافتها.

رقم البند	المادة	الكثافة النوعية (KN/m^3)
(١)	الخرسانة المسلحة(Reinforced Concrete)	(25)
(٢)	البلاط (Tile)	(22)
(٣)	الرمل (Sand)	(17)
(٤)	طوب البناء المفرغ (Hollow Block)	(9)
(٥)	القصارة (Plaster)	(23)
(٦)	المونة الإسمنتية (Mortar)	(22)
(٧)	طوب الكلكل	(0.5)

جدول (٣- ١) : بعض المواد المستخدمة في البناء و كثافتها.

٢.٣.٣ الأحمال الحية:

و هي الأحمال الناتجة عن الأوزان التي قد تتغير في المقدار والموقع مع **مرور الزمن، وتشمل أوزان** الأشخاص، والأثاث، والمعدات، ومواد التخزين. يمكن الحصول على قيم الأحمال الحية لأي مبنى **بالاعتماد** على نوع الاستخدام للمبنى.

ويمكن تعريف الأحمال الحية وتصنيفها كالتالي :

١) أحمال حية يمكن نقلها من مكان إلى أخر كالأثاث والآلات والمواد المخزنة .

٢) أوزان الأشخاص الذين يسكنون المكان .

٣) أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات (السقالة) والمعدات المستخدمة .

هذا وقد تم أخذ قيمة الحمل الحي في هذا المشروع ($4KN\backslash m^2$) حسب الكود الأردني الخاص بتحديد الأحمال الحية للمنشآت و المباني.

٣.٣.٣ أحمال الزلازل :

وهي الأحمال التي تؤثر بها الهزات الأرضية على الأبنية. تعتمد قيمة هذه الأحمال على عدة عوامل من أهمها موقع منطقة البناء من حيث كونها نشطة زلزالياً وكذلك قرب أو بعد البؤرة الزلزالية عن سطح الأرض.

تؤثر الزلازل على المباني على شكل، أحمال أفقية تؤثر بشكل واضح على أعمدة المنشأ، وأحمال عمودية تؤثر بشكل كبير على الأجزاء البارزة في المنشآت. وبشكل عام قيم الأحمال العمودية تكون صغيرة بالنسبة للقيم الأفقية.

أما بالنسبة لتحديد أحمال الزلازل والقوى الناتجة عنها في جدران القص فانه سوف يتم اعتمادا على القيم التي ينص عليها الكود الأردني لأحمال الزلازل.

٤.٣.٣ أحمال الرياح :

وهي الأحمال التي توثر بها الرياح على أحد أو بعض واجهات المبنى، سواءً كان التأثير تأثير ضغط أو امتصاص . أما بالنسبة للعوامل التي تعتمد عليها قيمة هذه الأحمال فهي ارتفاع وشكل المبنى، وسرعة وكثافة الرياح وموقع المبنى بالنسبة إلى المباني المحيطة به .

يتم تحديد قيمة أحمال الرياح اعتمادا على سرعة الرياح القصوى والتي تتغير بتغير الارتفاع عن سطح الأرض. ويتم حساب قوة الرياح بالاعتماد على السرعة القصوى لها مع الأخذ بعين الاعتبار طبوغرافية المنطقة وموقع المبنى بالنسبة للمباني المجاورة ، وسيتم اعتماد الكود الأردني لحساب هذه الأحمال على المبنى .

٥.٣.٣ أحمال الثلوج :

وهو الحمل الناتج عن الثلوج فوق الأسطح المختلفة. أما بالنسبة لقيمتها فهي تعتمد على ارتفاع المنطقة الجغرافية التي يتواجد فيها المبنى عن سطح البحر كما تعتمد على درجة ميلان السطوح المغطاة بالثلوج عن الأفقي ، ويمكن حساب أحمال الثلوج باعتماد الكود الأردني .

بسبب ندرة سقوط الثلوج في منطقة المشروع بالإضافة إلى صغر قيم الأحمال التي تؤثر بها على أسطح الأبنية مقارنة بالأحمال الحية فانه سوف يتم استبدال قيمتها في هذا المشروع بالأحمال الحية على السقف الأخير للمبنى.

٤.٣ وصف العناصر الانشائية:

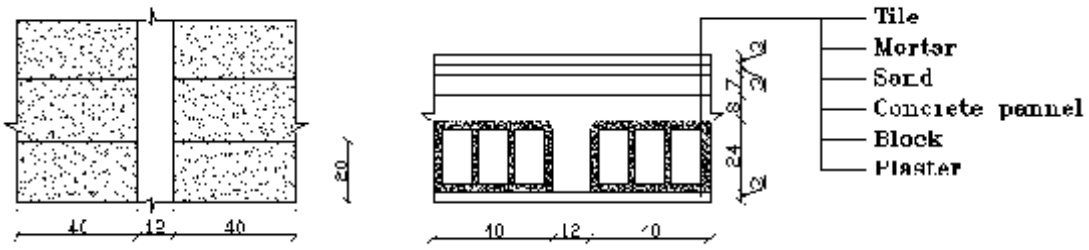
١.٤.٣ العقدات والأعصاب :

يوجد نوعين شائعي الاستخدام من العقدات في بلادنا وهما:

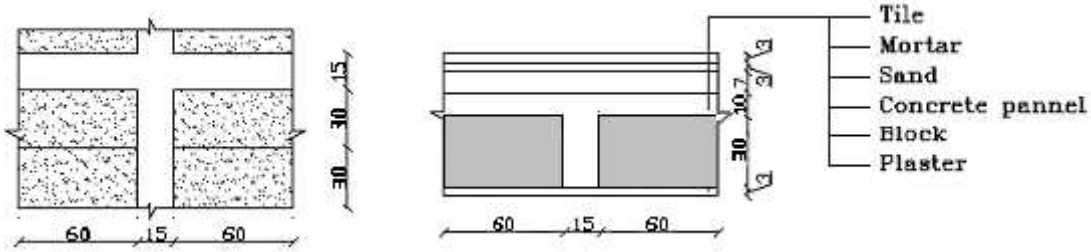
١- العقدة ذات الأعصاب: تتألف من عنصرين عنصرين إنشائيين هما البلاطة العلوية ، بالإضافة إلى الأعصاب التي تعتبر العنصر الحامل للعقدة وتقوم بتوزيع الحمل على الجسور.

٢- العقدة المصمتة: وهي عبارة عن بلاطة خرسانية مسلحة. يمكن القول بأن من سلبيات هذه العقدة أنها مكلفة بسبب زيادة كمية الخرسانة والتسليح ، كما أن الوزن للعقدة يكون أكبر من عقدة الأعصاب.

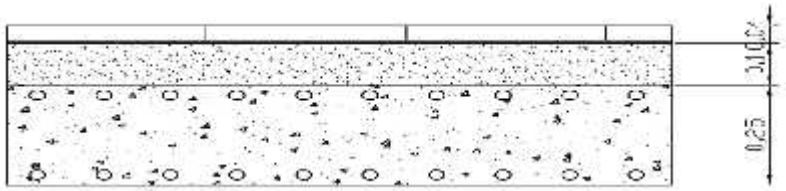
تتوزع الأحمال في كل من النوعين السابقين إما باتجاه أو باتجاهين، أما الفرق بين العقدة في اتجاه أو اتجاهين هو أنه في حالة العقدة في اتجاه واحد يكون التسليح رئيسي باتجاه الجسور الرئيسية الحاملة، بالاضافة إلى تسليح ثانوي باتجاه الجسور الثانوية.
أما في النوع الثاني فيكون التسليح رئيسي في الاتجاهين، ويتم نقل الحمل في الاتجاهين باتجاه الجسور الرئيسة المحيطة بها.



شكل (٣-٢): عقدةطوب باتجاه واحد



شكل (٣-٣): عقدة طوب باتجاهين



شكل (٣-٤): عقدة مصمتة

ونوع العقدة الذي سنستخدمه في هذا المشروع هو عقدة عصب باتجاه واحد للمناطق التي تكون البحور فيها قصيرة وعقدة عصب باتجاهين للمناطق التي تتطلب ذلك .

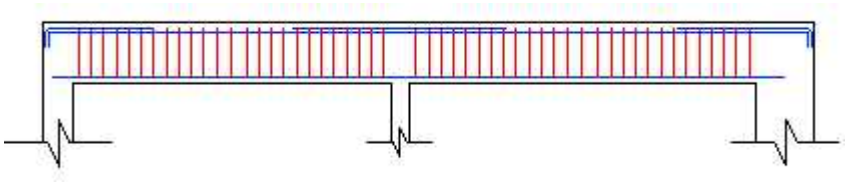
أما الأعصاب فيتم تحديد سمكها من خلال معادلات خاصة ، ويتم تحديد سمك العقدة بناءاً على سمك العصب المحسوب من هذه المعادلات.

٢.٤.٣ الجسور:

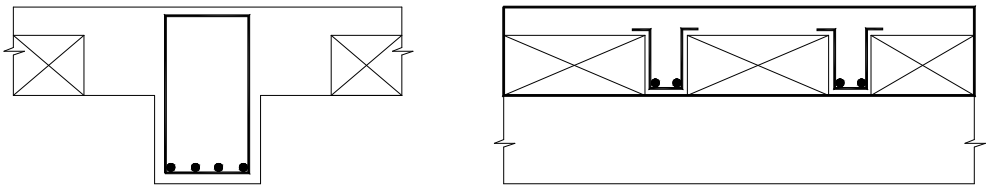
هي عبارة عن العناصر الإنشائية الحاملة للعقدة، والتي تقوم بنقل الحمل الواقع عليها من الأعصاب ووزن الحوائط إلى الأعمدة .

يوجد نوعين من الجسور الدارجة الاستخدام لدينا كما يلي:

- **الجسور المسحورة**: وهي التي تكون مخفية بشكل كامل في العقدة فيكون لها نفس سمكها.
- **الجسور المدلاة**: وهي التي تستخدم في حالة كون مقطع الجسر المسحور لا يكفي لمقاومة الأحمال الواقعة عليه ولذلك يتم زيادة سمك الجسر فيصبح مدلى عن مستوى العقدة.



شكل (٣- ٥): مقطع طولي في جسر مسحور



شكل (٣-٦): مقطع طولي وعرضي في جسر مدلى

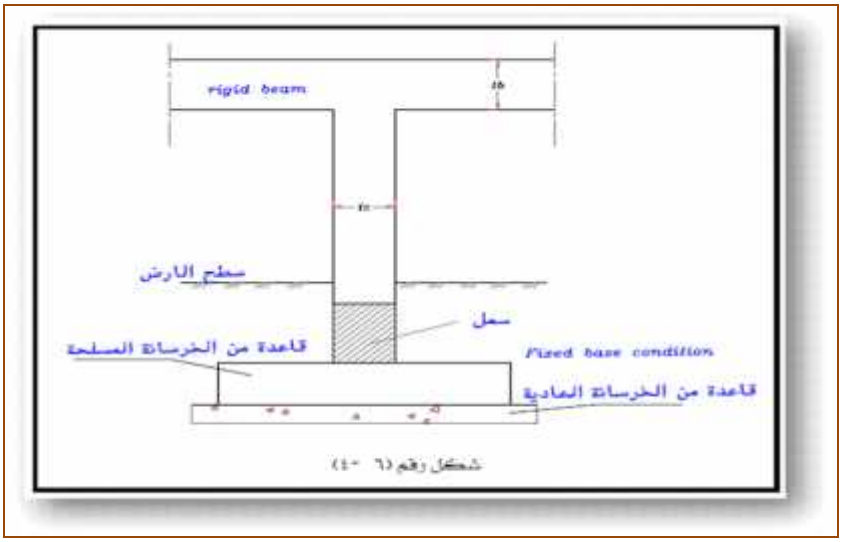
وتتلخص وظيفة **الجسور في المباني** فيما يلي :

١) توضع الجسور تحت الحوائط لكي تحملها لكي نتجنب تحميل الحائط على العقدة الضعيفة .

٢) تستخدم لنقل الأحمال القادمة إليها من العقدة .

٣) كما تستخدم لتقليل قيمة الانبعاج للأعمدة (To Reduce Buckling Length Of Column).

والشكل التالي يوضح العلاقة التكاملية في نقا الأحمال بين الجسور والأعمدة والأساسات .

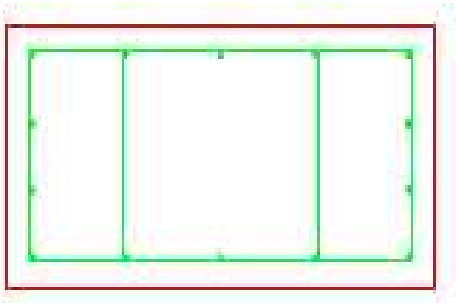


الشكل(٣-٧) : يبين كيفية ارتباط الجسور بالأعمدة ثم الأساسات

٣.٤.٣ الأعمدة:

هي العناصر الانشائية التي تقوم بنقل الأحمال الحية والميتة من العقدة وايصالها بشكل امن الى الأساسات والتي سوف تقوم بدورها بنقل الحمل الى التربة.

أما بالنسبة لنوع الأعمدة التي سيتم استخدامها فهي الأعمدة القصيرة (Short Columns, Tide, Spiral). وقد تم توزيعها على المبنى بالكيفية التي نضمن تحميل الجسور عليها وبشكل آمن، مراعين في نفس الوقت التصميم المعماري للمبنى.



شكل (٣-٨): قطع في عمود

٤.٤.٣ الأساسات:

الأساسات هي العنصر الإنشائي الأخير في عملية التصميم لأي مبنى، لذلك يجب أن تكون جميع العناصر الإنشائية مثل العقدات، الجسور **والأعمدة مصممة أولا وذلك لمعرفة الأوزان** والأحمال الواقعة عليها لان الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها و طبيعة الموقع تم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

وهي على عدة أنواع :

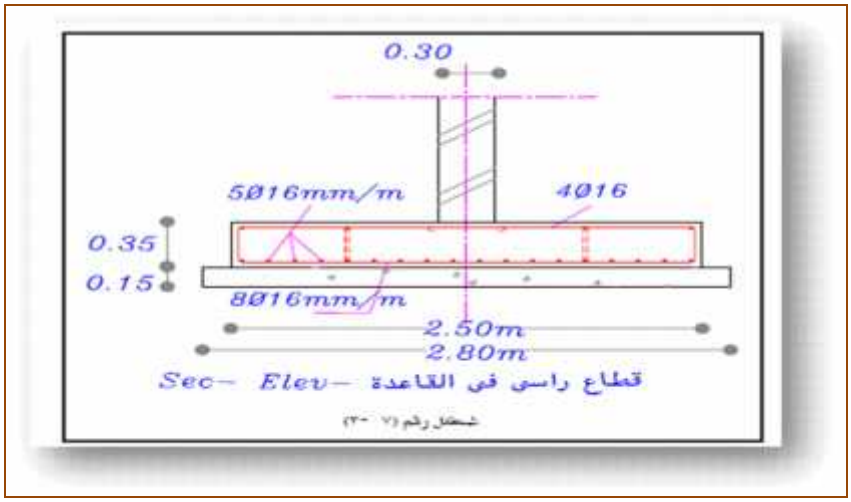
١) **الأساسات المفصلة** (isolated footing): وتستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وغالبا ما تكون مربعة الشكل .

٢) **الأساسات المشتركة** (combined footing) : وهي أساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين مثل تقارب عمودين أو أكثر أو مقاومة عدم المركزية لعمود مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة .

٣) **الأساسات المستمرة** (strip footing): وتستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها **وللأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد وخاصة إذا كانت أحمال تلك الأعمدة** ومسافاتها متقاربة .

٤) **أساسات الفرشة** (mat footing) : وهو أساس للمنشأ كله أو جزء منه حيث تنتقل إليه أحمال الأعمدة لينقلها للتراب .

- ويلاحظ من **الشكل** (٣-٩) أساس منفرد وكذلك فرشة النظافة والتسليح الرئيسي والثانوي لها وأبعاد العمود والأساس .



الشكل (٣-٩) قطاع رأسي في القاعدة المفصلة

٣.٤.٥ الجدران الاستنادية:

للجدران الاستنادية استعمالات مختلفة، ففي هذا المشروع ظهرت الحاجة إلى جدار استنادي في طابق التسوية (الكراجات) نظرا لاختلاف مناسيب الأرض وللتقليل من عمليات الحفر ولمنع اندفاع التربة نحو الطابق الأرضي، لذلك تم عمل تحليل للأوزان والأحمال الواقعة على هذا الجدار لتحديد أبعاد الجدار المستخدم في هذه الحالة.

٣.٤.٦ جدران القص (Shear Wall):

نظرا لوجود الجدران المستمرة والتي تبدأ من أساسات المبنى حتى أعلى منسوب في المبنى والمتمثلة بجدران مطالع الدرج وجدران المصاعد الكهربائية فيتم استخدام نظام جدران القص في مقاومة القوى الأفقية.

و في هذه الحالة و لكي تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية يفضل أن يكون الفرق بين مركز ثقل المبنى ومركز ثقل جدران القص لا يتجاوز(1/6) من الطول الكلي للمبنى في ذلك الاتجاه.

٧.٤.٣ الادراج:

هي عبارة عن عنصر أساسي في المبنى وظفته تأمين الاتصال الرأسي بين المستويات المختلفة ، ولهذا الغرض تتكون من درجات تتناسب أبعادها مع مقاييس خطوة الشخص الراجل.

ويتكون الدرج من عناصر هي:

- **القلبة أو الشاحط**(flight): وهو مجموعة من الدرجات الموجودة في اتجاه واحد.
- **البسطة**(LANDING): وهو عنصر الاتصال بين القلبات أو الشواحط .
- الداربزين(PARAPET): وهو عنصر يحيط بقلبات او شواحط الدرج.

والأدراج عدة أنواع من حيث المادة المكونة لها فمنها الحديدية والخشبية والحجرية والخرسانية ونحن في المشروع سينصب تركيزنا على الخرسانية حيث الأدراج الخرسانية عدة أشكال :

- أحادية القلبة
- ثنائية القلبة.
- ثلاثية القلبة.
- لولبية.

٥.٣ برامج الحاسوب المتوقع استخدامها:

في هذا النوع من المشاريع تكون البرامج المستخدمة محدودة ومعروفة، حيث سيتم **استخدام برنامج** (AutoCAD) وهو **برنامج للرسم، ويستخدم** لرسم التفاصيل الإنشائية للعناصر المصممة وفي التعديلات المعمارية .

كما سيتم استخدام برنامج (STAAD Pro) وهو برنامج واسع جدا ويستخدم في كافة مجالات الهندسة المدنية، حيث انه يستخدم في التحليل والتصميم لذلك تم استخدامه **في التحليل الإنشائي لبعض عناصر المبنى.**

كما سيتم استخدام برنامج (ATIR) وهو من أضخم برامج التصميم المستخدمة حاليا وخصوصا في تصميم الجسور والعقدات والأعصاب والأساسات.

Chapter Four
Structural Analysis and Design

4.1 Introductions:

4.2 Factored loads.

4.3 Determination of thickness.

4.4 load Calculations

4.5 Design of Topping

4.6 Design of Rib.

4.7 Design of Beam.

4.8 Design of Column.

4.9 Design of stairs.

4.10 Design of Footing.

4.11 Design of Basement wall.

4.12 Design of shear wall.

Chapter Four
Structural Analysis and Design

4.1 Introductions:

The design and construction of reinforced concrete building is controlled by the (building code requirements for structural concrete) (ACI 318-2005) of the American concrete institute.

Concrete consists primarily of a mixture of cement and fine and coarse aggregates (sand, gravel, crushed rock, and other materials) to which water has been added as a necessary ingredient for the chemical reaction of curing.

This chapter start with calculate the thickness of the slab by using table 9.5 from ACI code, and make cheek for the value, then calculate the dead load and select live load to begin analysis of the element, after doing the analysis make the design of each structure element in the system to select the effective section for element and its reinforcement of the profile

After make the design of section start drawing the section and show the reinforcement of every element will be design.

4.2 Factored loads:

The factored load on which on we based to make the analysis and design for our project member is;

$q_u = 1.2D+1.6L$ ACI-318-2005 (9.2.1)

4.3 Determination of thickness:

4.3.1 Determination of thickness for one way rib slab :-

The structure may be exposed to different loads as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.
The overall depth must satisfy ACI-318-05 table (9.5.a).

Min h = Ln/18.5 (for One end Continuous)

Min h = Ln/21 (for Tow end Continuous)

Min h = Ln/8 (for Cantilever)

Min h = Ln/16 (for simply supported)

For one end continuous L_{max}=5.13m then:

$$h_{min} = \frac{L}{18.5} = \frac{5.13}{18.5} = 0.28 \text{ m}$$

For both end continuous L_{max}=5.73m then:

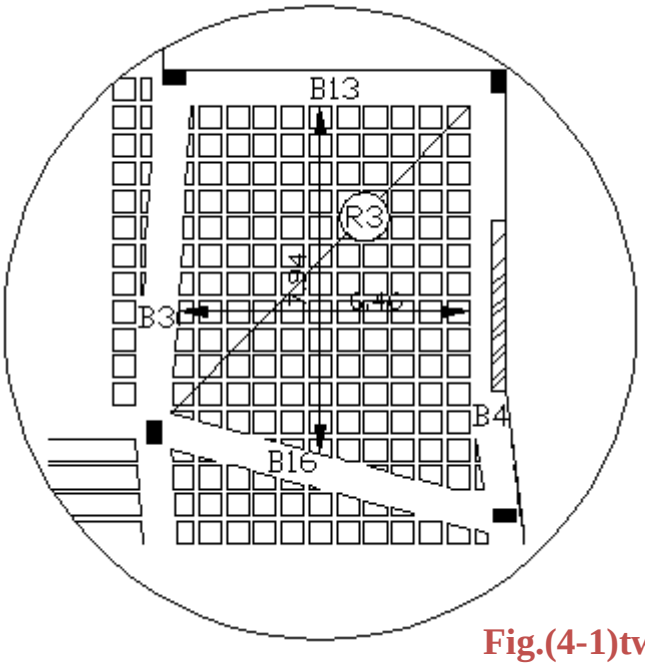
$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{5.73}{21} = 0.27m$$

For simply supported L_{max} = 4.85m

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{4.85}{16} = 0.303m$$

Then select h = 0.32m > h_{min} =0.303m

4.3.2 Determination of thickness of two way ribed slab :-



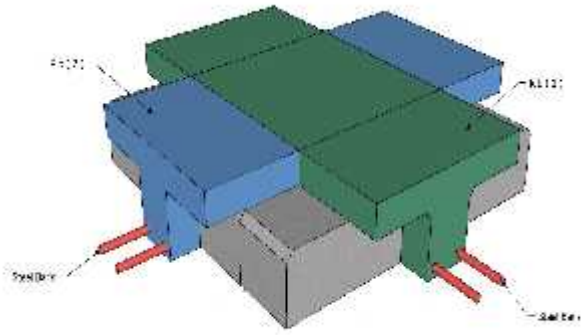


Fig.(4-1)two way rib slab

$$\bar{Y} = \frac{\sum A.Y}{\sum A}$$

$$\bar{Y}_{rib} = \frac{0.25*0.07*2*0.035+0.12*0.32*0.16}{0.25*0.07*2+0.12*0.32} = 0.1004m = 10.04cm$$

$$I_{rip} = \frac{0.65\times(0.104)^3}{3} - \frac{(0.62-0.12)*(0.0304)^3}{3} + \frac{0.12\times(0.2196)^3}{3} = 6.51\times10^{-4}\ m^4$$

$$I_{slab} = \frac{6.51\times10^{-4}}{0.62}\times7.4 = 77.7\times10^{-4}\ m^4$$

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.8\times0.32^3}{12} = 2.18\times10^{-3}$$

$$\sim = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2.18\times10^{-3}}{77.7\times10^{-4}} = 0.28$$

$\sim_m = \sim = 0.28 < 2$ $\quad 0.2 < 0.28 < 2$ satisfied

According to ACI-code:

$$h_m = \frac{L_n(0.8 + (fy \div 1400))}{36 + 5\ (\sim m - 0.2)}$$ ACI-318-05 (Eq:9.12)

$$= \frac{L_a}{L_b} = \frac{7.94}{6.46} = 1.229m = 1.23cm$$

$$h_m = \frac{7.94(0.8 + (420 \div 1400))}{36 + 5 \times 1.23(0.28 - 0.2)} = 0.24m$$

We selected from one & two way ribbed slab , the thickness of ribbed slab =32 cm

4.4 load Calculations

4.4.1 load Calculations For one- way ribbed slab:

1. Tiles + mortar = (0.62) (0.05) (22) = 0.682 KN/m
2. Sand = (0.62) (0.07) (17) = 0.738 KN/m
3. Topping = (0.62) (0.07) (24) = 1.085 KN/m
4. Block = (0.5) (0.25) (0.5) = 0.063 KN/m
5. Rib = (0.12) (0.25) (25) = 0.75KN/m
6. Plaster = (0.62) (0.02) (23) = 0.285 KN/m
7. Partition = (1) (0.62) = 0.62KN/unit

Nominal dead load for one way ribbed slab:

=0.682+0.738+1.085+0.063+0.75+0.285+0.62

DL = 4.22KN/m

DL =6.8KN/m^2

LL =4KN/m^2

Factor load From ACI code :

DL =1.2 (4.22) = **5.064 KN/m**

LL = 1.6*4*0.62 = **3.97 KN/m**

Wu = 1.2 (4.22) + 1.6 (2.48) **= 9.03 KN/m**

4.4.2 load Calculations For two- way ribbed slab:

1. Tiles + mortar = (0.62) (0.62)(0.05) (22) = 0.423 KN/unit
2. Sand = (0.62)(0.62) (0.07) (17) = 0.46 KN/unit
3. Topping = (0.62)(.62) (0.07) (25) = 0.672 KN/unit
4. Block = 4 (0.5)(0.25) (0.25) (0.25) = 0.03 KN/unit
5. Rib = (0.62 +0.5) (0.12) (0.25)25 = 0.84KN/unit
6. Plaster = (0.62)(0.62) (0.02) (23) = 0.18KN/unit
7. Partition = (1) (0.62)(0.62) = 0.384KN/unit

Nominal dead load for two way ribbed slab

=0.423+0.46+0.672+0.03+0.84+0.18+0.384

DL = 2.99 KN/unit

DL =7.78 KN/m^2

LL =4 KN/m^2

Factor load From ACI code :

DL =1.2 (7.78)(0.62) = **5.78 KN/m**

LL = 1.6*4*0.62 = **3.97 KN/m**

Wu = 5.78+3.97 **= 9.76 KN/m**

4.5 Design of Topping:

4.5.1 Design of Topping for One-Way Rib Slab:

Dead load = total dead load – dead load of one rib

Dead load =4.22-0.75=3.47KN

$$DL = \left[\frac{3.47}{0.62}\right] = 5.6KN/m^2$$

Wu = (1.2 * 5.6) + (1.6 * 4)
= 13.12 KN/m2

→ For a one meter strip Wu = 13.12 KN/m.

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu * l^2}{12}$$

$Mu=(13.12*0.5^2)/12$
= 0.273KN.m

Design of topping in plain concrete :

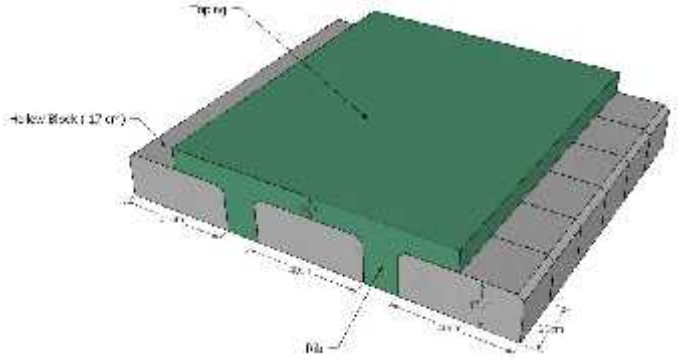


Fig (4-2) Toping of slab

Φ Mn ≥ Mu

Φ Mn =0.55*0.42*√(25.5) *(1000*70²)/6 = 0.95KN.m

Φ Mn = 0.95 KN.m > Mu = 0.273 KN.m

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

ρ =0.0018 *ACI-318-05 (7.12.2)*

As = ρ * b * h = 0.0018 * 100 * 7 = 1.26 cm^2 /1m

Use 1ᴄ 8 / 30 cm (3ᴄ 8 / 1m), with $As_{provided}$ = 1.5cm^2/1m both directions

Design of shear:

$\frac{Wu*l}{2}$ Vu=

Vu=(13.12*0.5)/2=3.28KN

$$ϕVc = 0.75 \times \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

d=7-2-1=4cm

b=1m(1m strip)

$$ϕVc = 0.75 \times \frac{\sqrt{25}}{6} \times 1000 \times 40 = 25KN$$

$V_u \leq \Phi Vc$

So no shear reinforcement is required.

4.5.2 Design of Topping Two-Way Rib Slab:

It is known that the topping slab in two-way action is even stronger than that for one-way ribbed slabs. Therefore, only shrinkage and temperature reinforcement needs to be provided, with the same design as before.

Use 1C 8 / 20 cm (3C8 / 1m), with $As_{provided}$ = 1.5cm^2/1m both directions

4.6 Design of Rib:

4.6.1 Design of one way Ribbed Slab:

*design of rib (R8):

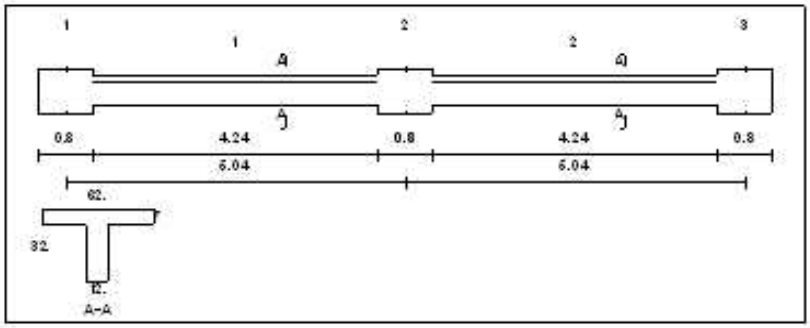


Fig.(4-3) rib geometry

Effective flange width (b_E) according to ACI - 8.10.2

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

b_E = L/4 = 504 / 4 = 126 cm .

b_E = C / C = **62cm**. …… **control**

$b_E = b_w + 16\ t = 12 + 16(7) = 124$ cm.

4.6.1.1 Design of moment:

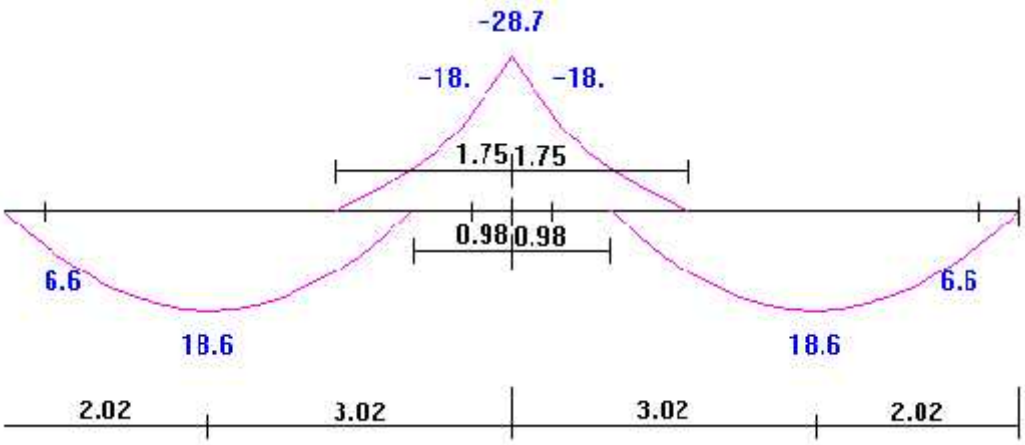


Fig.(4-4) Moment diagram of (R8)

4.6.1.1.1 Design of positive moment:

*determination whether the rib acts as rectangular or T-section:

For a=t=7cm

C=0.85*fc'*t*b_E=0.85(25.5)(620)(70)=940.69 KN

d=h-cover-d/2=32-2-1=29cm

Mn=TorC(d-0.5a)=940.69(0.29-0.5*0.07)

=239.88KN.m>Mn req=20.66KN.m

Design as rectangular beam .

Mu = 18.6 KN .m

$Mn = \frac{18.6}{0.9} = 20.66$ KN .m

$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{20.66*10^3}{0.12*(0.29)^2} = 2.04$ Mpa

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

$m = 19.37$

$\rho = \frac{1}{19.37}(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.37)(2.04)}{420}})$

$\rho = 5.12\times10^{-3}$

$As_{req} = \rho. b. d. = 5.12\times10^{-3} * 12 * 29 = 1.78 \ cm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} bw*d \geq \frac{1.4}{fy} bw * d$…….. (ACI-318-05-(10.5.1))

$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(0.12)*(0.29) \geq \frac{1.4}{420}(0.12)*(0.29)$

$= 1.046 \ cm^2 \geq 1.16 \ cm^2$

As min = 1.16 cm^2

$As_{req} = 1.78 cm^2 > As_{min} = 1.16 \ cm^2$

so select 2 Φ 12 with $As_{prov.} = 2.26 > 1.78 \ cm^2$

***check for yielding:**

Tention = compression

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

(2*113)*420=0.85*25.5*620*a

a=7.063mm

$X = a / 0.85$

X=7.063/0.85=8.3mm

$$£_s = \frac{d-x}{x} \times 0.003 = \frac{290-8.3}{8.3} \times 0.003 = 0.1$$

$$£_s = 0.1 > 0.005$$

OK

4.6.1.1.2 Design for negative moment:

Mu = 18 KN .m

$$Mn = \frac{18}{0.9} = 20 \text{ KN .m}$$

Assume b=12cm, d=29cm

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{20*10^3}{0.12*(0.29)^2} = 1.98 \text{ Mpa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 25.5} = 19.37$$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.37)(1.98)}{420}}\right)$$

$$\rho = 4.95\times 10^{-3}$$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 4.95\times 10^{-3} * 12 * 29 = 1.72 \text{ cm}^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(0.12)*(0.29) \geq \frac{1.4}{420}(0.12)*(0.29)$$

$$= 1.046 \text{ cm}^2 \geq 1.16 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ min} = 1.16 \text{ cm}^2 .$$

$As_{req} = 1.72\text{cm}^2 > As_{min} = 1.16 \text{ cm}^2$

so select **2 Φ 12** with $As_{prov.} = 2.26 > 1.72 \text{ cm}^2$

Check of yielding:

Tension = Compression

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

(2*113)*420=0.85*25.5*120*a

a=36.49mm

X= $a / 0.85$

X=36.49/0.85=42.93mm

$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \times 0.003 = \frac{290 - 42.93}{42.93} \times 0.003 = 0.0172$

$\varepsilon_s = 0.0172 > 0.005$

Ok

4.6.1.2 Design of shear for rib:

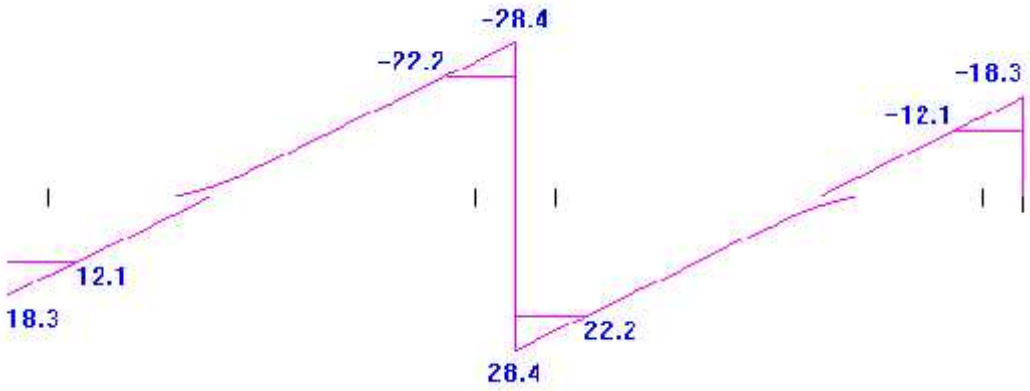


Fig.(4-5) shear diagram of rib

Max Vu:= 22.2 KN(at distance equal d from the face of support)

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} b * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{25.5}}{6} 120 * 290 = 21.996 KN$

$\Phi Vs \min = 0.75 \frac{1}{3} * 120 * 290 = 8.7 KN$

Vu =22.2 KN > Φ Vc=21.996 KN then shear reinforcement is req.

For region #3 :

Vu< Φ Vs min+ Φ Vc

Vu<8.7+21.99=30.69KN

So min reinforcement req for the first three region

¤ Vs req = ¤ Vs min

$$S_{req} = \frac{¤ * Av * fy * d}{¤ \text{ Vs min}} = \frac{0.75 * 148 * 420 * 290}{8.7 * 10^3} = 105.5 \text{ cm}$$

S ≤ d/2 = 29/2 =14.5 cm

So we must use the smallest value

Use S = 12.5 cm

so select 1 Φ 8/12.5cm

4.6.2 Design of Tow way Rib Slab:

*design of rib (R3):

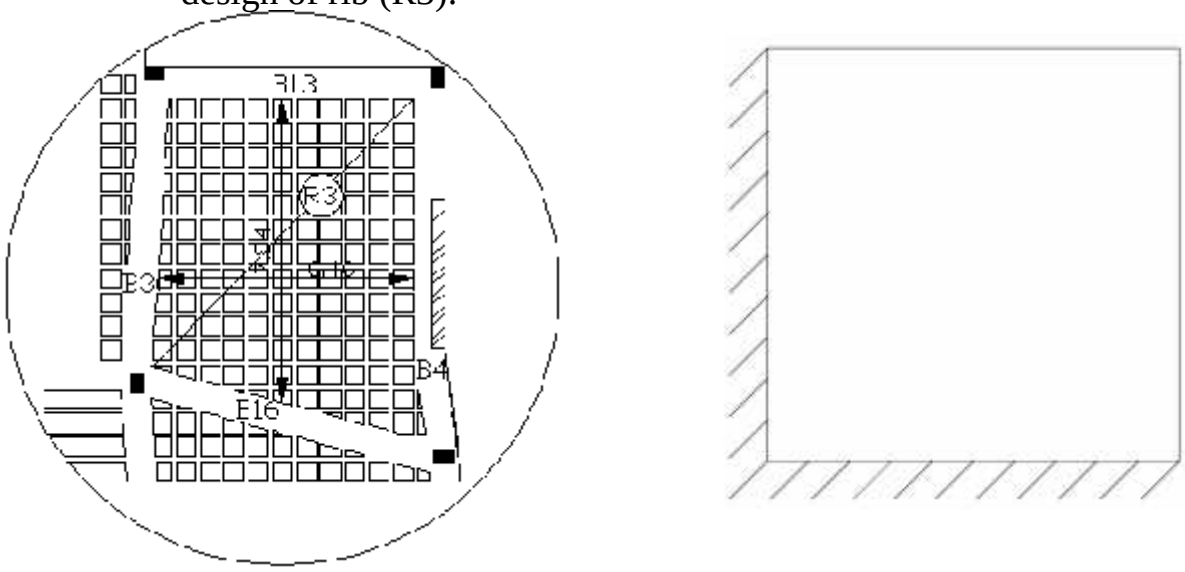


Fig.(4-6) Rib. 3 Information

Factor load From ACI code :

DL =1.2 (7.78)(062) = **5.78 KN/m**

LL = 1.6*4*0.62 = **3.97 KN/m**

Wu = 5.78+3.97 **= 9.76 KN/m**

Design of two way rib slab:

Ly/Lx = 8.5/ 7.2 = 1.18 < 2 two way rib slab

kfx , kfy , ksx , ksy , kAx , kAy ….. parameter depending on Ly/Lx

± x , ± y correcting parameter for the positive field moment and it can be determind by the table at Ly/Lx =1.18 as:

Kfx=31

Kfy= 43.5

Ksx= 11.7

Ksy= 13.2

KAx= 1.765

kAy= 1.875

± x & ± y =1.143

Mfx= (qu × Lx^2)/ kfx

Mfx= (9.76 ×7.2^2)/ 31= 16.32 ×± x= 16.32×1.143 = 18.65 KN.m

Mfy= (qu × Lx^2)/ kfy

Mfy= (9.76 × 7.2^2)/ 43.5 =11.63 ×± y = 11.63×1.143 = 13.29 KN.m

Msx= (qu × Lx^2)/ ksx

Msx= (9.76× 7.2^2)/ 11.7 = 43.24 KN.m

Msy= (qu × Lx^2)/ ksy

Msy= (9.76 × 7.2^2)/ 13.2 = 38.3 KN.m

qAx= (qu×Lx)/ kAx =

qAx= (9.76×7.2)/ 1.765 =59.72 KN

qAY= (qu×Lx)/ kAY =

qAY= (9.76×7.2)/ 1.875 = 59.17 KN

4.6.2.1 design of moment

4.6.2.1.1 design of positive moment in x –direction

Mfx=Mu= 18.65 KN.m

$$Mn = \frac{18.65}{0.9} = 20.72KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{20.72*10^3}{0.12*(0.29)^2} = 2.053\ Mpa$$

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

$m = 19.37$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.37)(2.053)}{420}}\right)$$

$$\rho = 5.24\times10^{-3}$$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 5.24\times10^{-3} * 12 * 29 = 1.825\ cm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} bw*d \geq \frac{1.4}{fy} bw * d \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-318-05-(10.5.1))}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(0.12)*(0.29) \geq \frac{1.4}{420}(0.12)*(0.29)$$

$= 1.046\ cm^2 \quad \geq \quad 1.16\ cm^2$

As min = 1.16 cm^2

$As_{req} = 1.825 cm^2 > As_{min} = 1.16\ cm^2$

so select 2 Φ 12 with $As_{prov.} = 2.26 > 1.825 cm^2$

4.6.2.1.2 design positive moment in y-direction

Mfy= Mu= 13.29 KN .m

$$Mn = \frac{13.29}{0.9} = 14.76 \text{ KN .m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{14.76*10^3}{0.12*(0.29)^2} = 1.462 \text{ Mpa}$$

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

$$m = 19.37$$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.37)(1.462)}{420}}\right)$$

$$\rho = 3.6\times10^{-3}$$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 3.6\times10^{-3} * 12 * 29 = 1.255\ cm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} bw*d \geq \frac{1.4}{fy} bw * d \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-318-05-(10.5.1))}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(0.12)*(0.29) \geq \frac{1.4}{420}(0.12)*(0.29)$$

$$= 1.046\ cm^2 \quad \geq \quad 1.16\ cm^2$$

As min = 1.16 cm^2

$As_{req} = 1.255 cm^2 > As_{min} = 1.16\ cm^2$

so select 2 Φ 10 with $As_{prov.} = 1.56 > 1.225\ cm^2$

4.6.2.1.3 Design of negative support moment at x-direction

Msx= Mu=43.24 KN .m

$$Mn = \frac{43.24}{0.9} = 48.04 \text{ KN .m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{48.04*10^3}{0.12*(0.29)^2} = 4.76 \text{ Mpa}$$

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

$m = 19.37$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.37)(4.76)}{420}}\right)$$

$\rho = 0.0129$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 0.0129 * 12 * 29 = 4.51\ cm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} bw*d \geq \frac{1.4}{fy} bw * d \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-318-05-(10.5.1))}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(0.12)*(0.29) \geq \frac{1.4}{420}(0.12)*(0.29)$$

$= 1.046\ cm^2 \geq 1.16\ cm^2$

$As\ min = 1.16\ cm^2$

$As_{req} = 4.51 cm^2 > As_{min} = 1.16\ cm^2$

so select 2 Φ 18 with $As_{prov.} = 5.086 > 4.51\ cm^2$

4.6.2.1.4 Design of negative support moment at y-direction:

Msy= Mu =38.3 KN.m

$Mn = \frac{38.3}{0.9} = 42.55$ KN .m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{42.55*10^3}{0.12*(0.29)^2} = 4.21\ \text{Mpa}$$

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

$m = 19.37$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.37)(4.21)}{420}}\right)$$

$\rho = 0.0112$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 0.0112 * 12 * 29 = 3.92\ cm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} bw*d \geq \frac{1.4}{fy} bw * d \ldots\ldots\ldots \text{(ACI-318-05-(10.5.1))}$$

As min = 1.16 cm^2

As_{req} = 3.92cm^2> As_{min} =1.16 cm^2

so select **2 Φ 16** with $As_{prov.}$ = 4>3.92 cm^2

4.6.2.2 design of shear:

take the max of qAx &qAy=59.72 KN

Max Vu:= 59.72 KN

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} b * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{25.5}}{6} 120 * 290 = 21.96 \text{ KN}$$

$$\Phi Vs \text{ min} = 0.75 \frac{1}{3} * 120 * 290 = 8.7\text{KN}$$

Vu =59.72 KN > Φ Vc=21.996 KN then shear reinforcement is req.

For region #3 :

Φ Vs min+ Φ Vc=8.7+21.96 =30.66KN

For region #4:

$$\Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} b * d = 21.96 + (0.75 * \frac{\sqrt{25.5}}{3} * 120 * 290) = 65.892\text{KN}$$

Vu = 59.72<65.892KN

So category #4 satisfy

$$¤\,Vs\,req = Vu - ¤Vc$$

=59.72-21.96=37.76KN

Select 2-legs of¤ 8 mm

Av=50*2=100mm^2

$$S_{req} = \frac{¤ * Av * fy * d}{¤ Vs} = \frac{0.75 * 100 * 420 * 290}{37.76 * 10^3} = 24.19 \text{ cm}$$

S ≤ d/2 = 29/2 =14.5 cm

S ≤60cm

Use S = 12.5 cm

so select 1 Φ 8/12.5cm

4.7 Design of Beam

***Design of Beam(B6):**

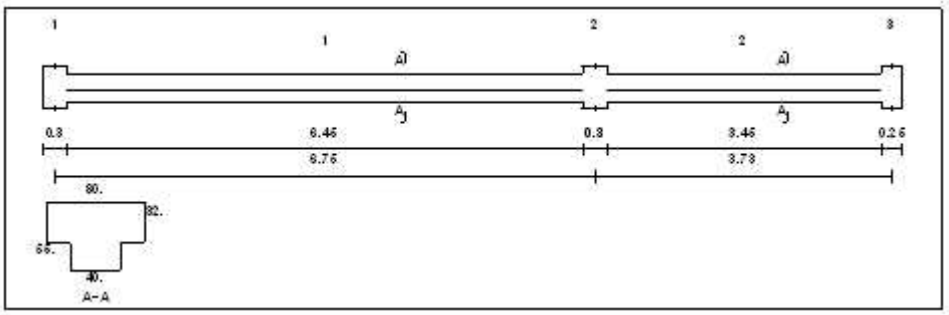


Fig.(4-7)beam (6) geometry

4.7.1 Design of moment:

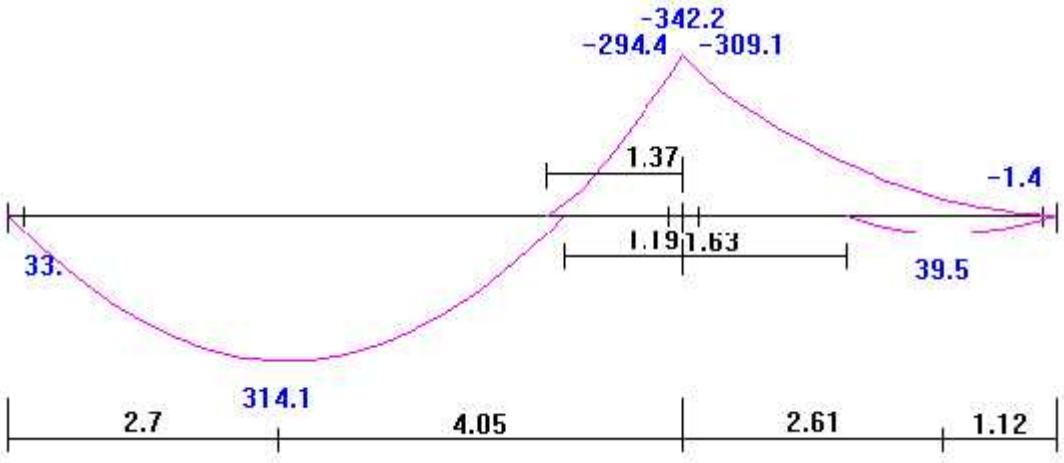


Fig.(4-8) moment diagram

4.7.1.1 Design of positive moment:

bw=40cm H=55cm

bf =80cm tf=32cm

d=55-(4+1+1)=49cm

Mu=314.1KN.m

$Mn_{req.}$=314.1/0.9

=349 KN.m

***To determine if the section work as rectangular or T-section**:

Assume a=t=32cm

Then C= $0.85 * fc' * b * a$

C=0.85*25.5*800*320=5548.8KN

Mn=C*(d-a/2)

=5548.8(0.49-0.32/2)

=1831.1KN.m

Mn=1831.1KN.m> $Mn_{req.}$=349KN.m

Then a<tf

So design as rectangular section.

***design of first span:**

Mn req. =349 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{349}{0.4*0.49^2} = 3.63 \text{ Mpa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 25.5} = 19.37$$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.37)(3.63)}{420}}\right)$$

$$\rho = 9.52 \times 10^{-3}$$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 9.52 \times 10^{-3} * 40 * 49 = 18.66\ cm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(400)*(490) \geq \frac{1.4}{420}(400)*(490)$$

$$= 5.89\ cm^2 \geq 6.53\ cm^2$$

$As\ min = 6.53\ cm^2$.

$As_{req} = 18.66 cm^2 > As_{min} = 6.53\ cm^2$

so select **6 Φ 20** with $As_{prov.} = 18.84 > 18.66\ cm^2$

Check of yielding:

Tension = Compression

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

$(763)*420=0.85*25.5*800*a$

$a=18.48mm$

$X = a / 0.85$

$X=18.48/0.85=21.74mm$

$$£_s = \frac{d - x}{x} \times 0.003 = \frac{490 - 21.74}{21.74} \times 0.003 = 0.065$$

$£_s = 0.065 > 0.005$

OK

***design of second span:**

Mn req. =39.5/0.9=43.88 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{43.88}{0.4*0.49^2} = 0.456 \text{ Mpa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 25.5} = 19.37$$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.37)(0.456)}{420}}\right)$$

$$\rho = 1.09\times 10^{-3}$$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 1.09\times 10^{-3} * 40 * 49 = 2.15\ cm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(400)*(490) \geq \frac{1.4}{420}(400)*(490)$$

$= 5.89\ cm^2 \geq 6.53\ cm^2$

As min = 6.53 cm^2 .

$As_{req} = 2.15 cm^2 < As_{min} = 6.53\ cm^2$

Select As req = As min =6.53

so select **3 Φ 18** with $As_{prov.} = 7.63 > 6.53\ cm^2$

Check of yielding:

Tension = Compression

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

$(763)*420 = 0.85*25.5*800*a$

a=18.48mm

$X = a / 0.85$

X=18.48/0.85=21.74mm

$$£_s = \frac{d-x}{x}\times 0.003 = \frac{490-21.74}{21.74}\times 0.003 = 0.065$$

$£_s = 0.065 > 0.005$

OK

4.7.1.2 Design of negative moment:

Mn req. =309.1/0.9 =343.44 KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{343.44}{0.4*0.49^2} = 3.58 \text{ Mpa}$$

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

$$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 25.5} = 19.37$$

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.37)(3.58)}{420}}\right)$$

$$\rho = 9.36\times10^{-3}$$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 9.36\times10^{-3} * 40* 49 = 18.36\ cm^2$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} bw*d \geq \frac{1.4}{fy} bw * d \text{..... (ACI-10.5.1)}$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(400)*(490) \geq \frac{1.4}{420}(400)*(490)$$

$= 5.89\ cm^2 \geq 6.53\ cm^2$

As min = 6.53 cm^2 .

$As_{req} = 18.36 cm^2 > As_{min} = 6.53\ cm^2$

so select 6 Φ 20 with $As_{prov.} = 18.84 > 18.36\ cm^2$

Check of yielding:

Tension = Compression

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

(6*314)*420=0.85*25.5*400*a

a=91.26mm

X= $a/0.85$

X=91.26/0.85=107.37mm

$$£_s = \frac{d-x}{x} \times 0.003 = \frac{490-107.37}{107.37} \times 0.003 = 0.0106$$

$£_s = 0.0106 > 0.005$

OK

4.7.2 design of shear:

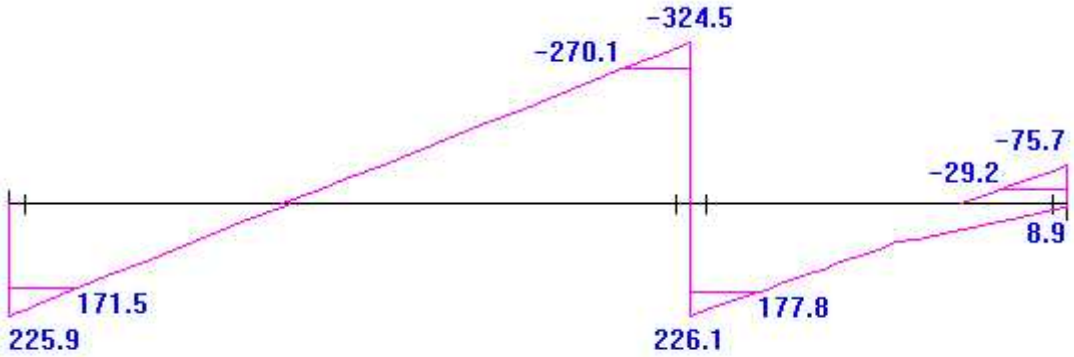


Fig .(4-9)shear diagram

Max Vu:= 270.1 KN at distance equal (d) from the face of support

$$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} \; b * d$$

$$= \; 0.75 * \frac{\sqrt{25.5}}{6} \; 400 * 490 \; = 123.72 \text{ KN}$$

$$\Phi Vs \min = 0.75 \; \frac{1}{3} \; * 400 * 490 \; = 49 \text{ KN}$$

Vu =22.2 KN > Φ Vc=21.996 KN then shear reinforcement is req.

For region #3 :

Φ Vs min+ Φ Vc=123.72+49 =172.72KN

For region #4:

$\Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} b * d = 123.72 + (0.75 * \frac{\sqrt{25.5}}{3} * 400 * 490) = 371.16KN$

Vu = 270.1<371.16KN

So category #4 satisfy

¤ Vs req = $Vu - ¤Vc$

=270.1-123.72=146.38KN

Select 2-legs of¤ 10 mm

Av=78.5*2=157mm^2

$S_{req} = \frac{¤ * Av * fy * d}{¤ Vs} = \frac{0.75 * 157 * 420 * 490}{146.38 * 10^3} = 165.6$ mm =16.56cm

S ≤ d/2 = 49/2 =24.5 cm

S ≤60cm

Use S = 15 cm

so select **Φ 10/15cm**

4.8 Design of Column:

4.8.1 Design of Short Column

4.8.1.1 Design Of longitudinal Reinforcement:

Select column (C25) for design Basement floor

Pu =5500 KN

Pn_{Req} = 5500 /(0.65) = 8461.53 KN

Use ° = ° g = 3 %

Pn = 0.8 Ag {0.85 fc' + ° g (fy – 0.85(fc'))}

8461.53*10^3 = 0.8 Ag [0.85*25.5(1-0.03)+0.03*420]

Ag = 0.3145 m²

Use 60cm x60 cm => Ag = 3600 cm²

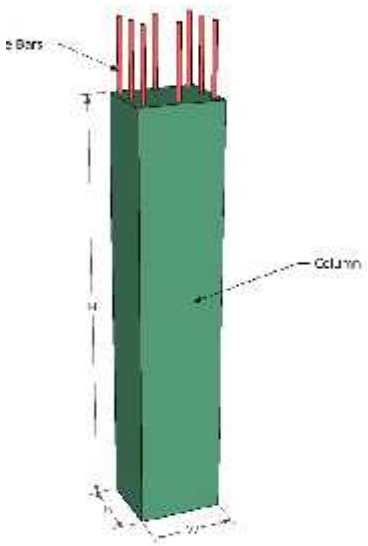


Fig .(4-10) Column

Check of slenderness effect:

- $\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12\frac{M_1}{M_2}$ ……A.C.I-(10.12.2) Eq (10-7)

  ≤ 40

- **Lu**: Actual unsupported (unbraced) length.
- **M1** = smaller factored end moment on a compression member
- **M2** = larger factored end moment on compression member
- **K**: effective length factor (K= 1 for braced frame).
- **r**: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

K = 1.0

Lu =3.7 m

- **Ig** = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement, mm4
- **I** = $bh^3/12 = 60(60)^3/12 = 1080000\ cm^4$

A = 3600 cm^4

$r = \sqrt{\frac{1080000}{3600}} = 17.32$ cm

$\left(\frac{KL_u}{r}\right) = \left(\frac{1*3.7m}{0.1732}\right) = 21.36 < 22$

$\therefore Short....Column.$

$8461.53 *10^3 = 0.8(360000)\ [(0.85)*25.5(1-\rho g)+ \rho g *420]$

$\rho g = 0.01934 > \rho min = 0.01$

$\mathbf{A_{st}}$ req = (0.01934)(3600) = 69.62 cm^2

Use 16Φ25A_s provide = 78.4 cm^2

4.8.1.2 Design Of The Tie Reinforcement:

Spacing ≤ 16*d_b (Longitudinal bar diameter)=16*2.5=40cm

≤ 48*d_t (tie bar diameter) = 48*1.0=48cm.

≤ Least dimension=60cm

Use Ø 10 ties @ 35cm spacing

The design column is shown in Fig.(4-11).

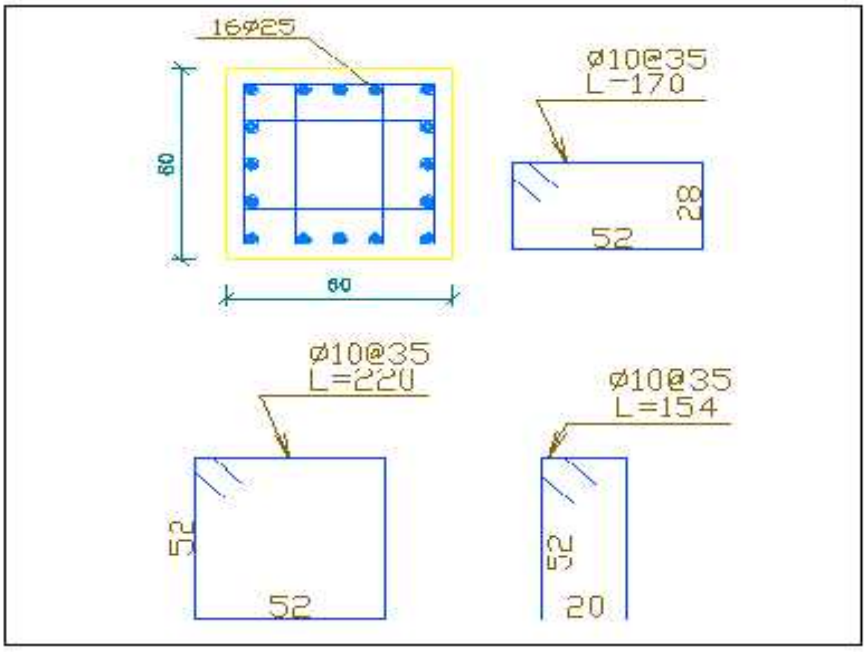


Fig.(4-11).
Detail column (C25)

4.8.2 Design of Long Column (C32)

4.8.2.1 Design Of longitudinal Reinforcement:

Select column (C4) for design [ground floor].

Pu = 3456 KN

Pn= Pu /(0.65) = 3456/(0.65)= 5316.9

Use ρ_g = 3 %

Pn = 0.8 Ag {0.85 fc' + ° g (fy – 0.85(fc'))}

5316.9 $*10^{+3}$ = 0.8* Ag [0.85*25.5(1-0.03)+0.03*420]

Ag = 0.2404m²

Try 50cm*60cm.= 3000cm^2

$lu = 5.7m$

$M_1 \& M_2 = 1$

$K = 1$

Chick.. for..Slenderness

$$\frac{KL}{r} < 34 - 12\frac{M_1}{M_2}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \times 5.7}{0.15} = 38 \qquad \text{ACI - 318 - 05} \quad (10.12.2)$$

$38 > 22$

$\therefore Long\ Column.$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1 + {}_d} \qquad \text{ACI - 318 - 05} \quad (7.12.3)$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\sqrt{25.5} = 23733.8MPa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(187)}{345.6} = 0.65$$

$$P_{cr.} = \frac{®^2 EI}{(KL)^2} = \frac{®^2 * 35.96}{(1*5.7)^2} = 10.91MN.$$

$$cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - (P_u / 0.75P_c)} \geq 1 \qquad .....ACI(10.12.3)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{3456}{0.75*10.91\times10^3}} = 1.73$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03h \qquad .....ACI\ (10 - 12.3.2)$$

$$e_{\min} = \frac{(15 + 0.03*500)}{1000} = 0.03$$

$$e_{\min} = e*¢_{ns} = 0.03*1.73 = 0.0519$$

$$\frac{e}{h}=\frac{0.053}{0.6}=0.088$$

From..Interaction..Diagram

$$¤\frac{P_n}{A_g}=\frac{3456*10^{-3}}{0.6*0.5}*\frac{145}{1000}=1.67$$

Use 8Ø 25 As provided =40.64cm^2

4.8.2.2 Design Of The Tie Reinforcement:

Spacing ≤ 16 Ξ d_b (Longitudinal bar diameter)=16 Ξ 2.5=40cm

≤ 48 Ξ d_t (tie bar diameter) = 48 Ξ 1.0=48cm.

≤ Least dimension=50cm

Use Ø 10 ties @ 30cm spacing

The design column is shown in Fig.(4-12).

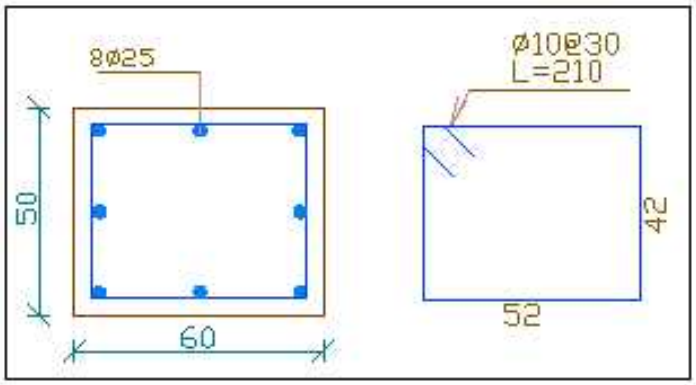


Fig.(4-12).Detail column(C32)

4. 9 Design of stairs:

- The stairs is designed as one way solid slab for 1-m strip and in this project the stairs is simply supported .

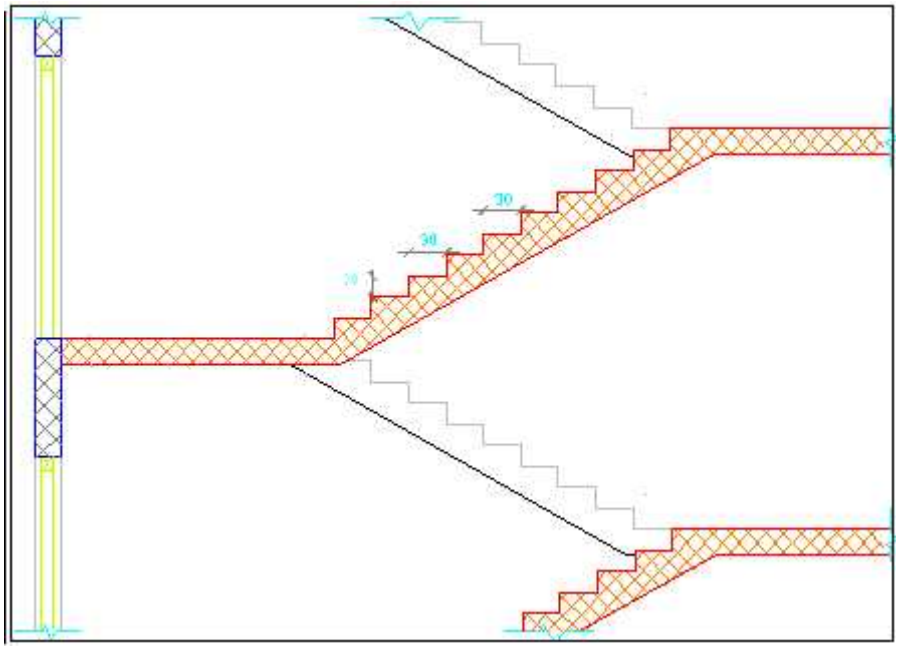


Fig.(4-13): Stair Details

4.9.1 Design Requirements:

4.9.1.1 Limitation of deflection

h ≥ L/20 =(2.70+0.4+0.4) / 20 = 17.5 cm. ..... For simply supported span (ACI- Table 9.5.a)

- ❖ Take h = 18 cm

$\theta = \tan^{-1}(20/30) = 33.7$

4.9.1.2 Loads :

Dead Loads:

Dead load of slab = 25 * 0.18 *(1/cos 33.7) =5.4kN/ m^2

Plaster = 0.02* 23 *(1/cos 33.7) = 0.552 KN/m^2

Steps = 0.2 * 25 / 2 = 2.5 KN/m^2

Sand = 0.05 * 17 = 0.85 KN/m^2

H-mortar = 0.03 * 23 = 0.69KN/m^2

V-mortar = 0.03* 23 * 20 / 30 = 0.46 KN/m^2

H-Plate = 0.03 * 22 *33/30 = 0.726 KN/m^2.

V-plate = 0.02 * 22 * 20 /30 = 0.293 KN/m^2.

Total Dead Loads= 11.471kN/m^2.

Factored dead load= 1.2 * 10.04= 13.765 KN/m^2

- Live loads = **5 KN/m^2** for commercial buildings .

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

- Factor Loads:

Wu = Factored dead load + Factored live load (For one-meter of the stair slab)

Wu = 13.765 + 8 = 21.765 KN/m

- **L** : the length of the flight and we sum 0.4 m for each side

So **L** = 2.7 + 0.4 +0.4 = 3.5 m .

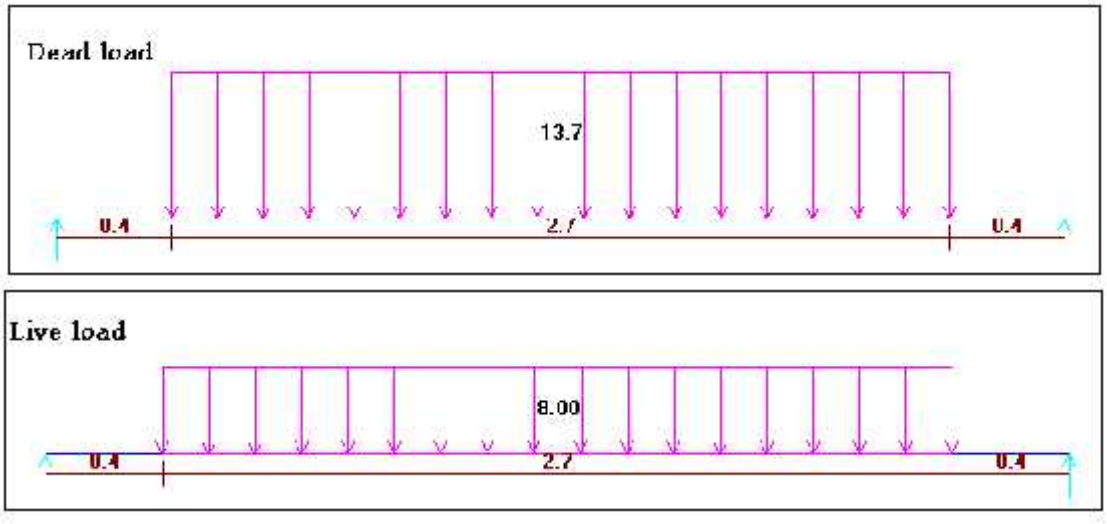


Fig.(4-14): Stair loads

4.9.3 Analysis :

- **Support Reaction :**

$A_y = B_y = W_u * L/2$

$= 21.765 * 2.7/2 = 29.4$ KN

- **Using Φ14 bars**

d = 18- 2 – 0.7 = 15.3 cm ➔ select **d= 15cm**

- **M_{max} = Vu * Area**

= (0.4*29.4)-(29.4*0.5*1.35) = **31.6 KN.m**

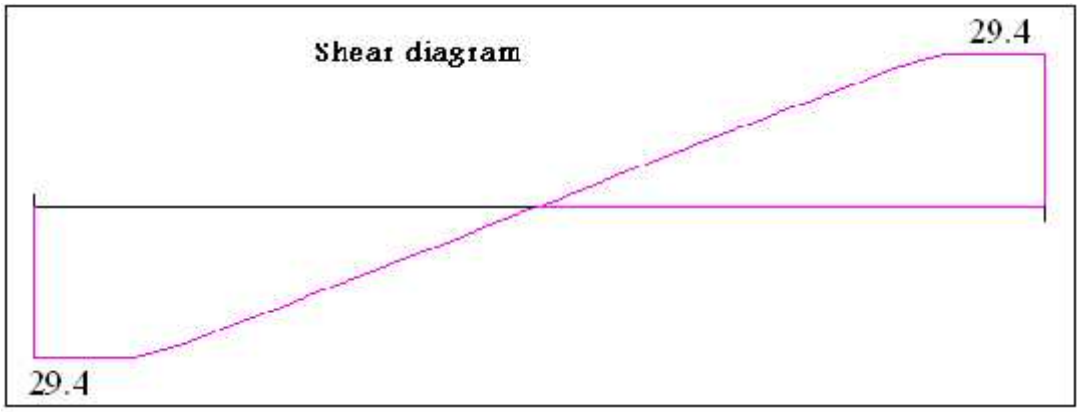


Fig.(4-15): Loads & Shear Diagram of Stairs

4.9.3.1 Design of shear :

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b*d = 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{25.5}\times(1000)\times(150) = 94.68\,\text{KN}.$$

ΦV_c = 94.68 KN > V_u=29.4 KN ……..OK

.....No shear reinf. is required.....

4.9.3.2 Design of Positive Moment:

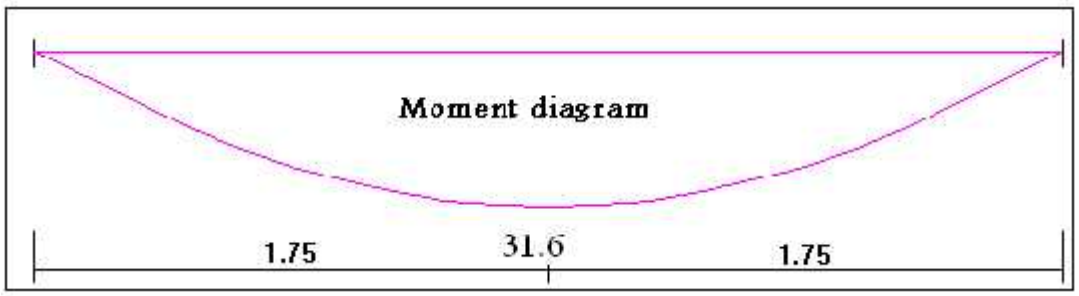


Fig.(4-16): Moment Diagram of Stairs

M_n = 31.6 /0.9 = 35.11 KN.m

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

$$R_n = \frac{35.11 * 10^6}{1000 * 150^2} = 1.56 MPa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc`} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.37$$

$$°_{reg} = \frac{1}{19.37}\left(1 - \left(1 - \frac{2 * 19.37 * 1.56}{420}\right)^{1/2}\right) = 0.00386$$

$$°_{min} = \frac{\sqrt{fc`}}{4\, fy} \geq \frac{1.4}{fy}$$

$= 0.0030 \geq 0.00333$

$°_{min}$ = 0.0033…….control

0.0033 < 0.00386 ……. **OK**

$A_{s\,min}$ =.0033*100*15= 4.95 cm^2

$As_{(shrinkage)}$ = 0.0018*100*18=3.24cm^2.

- Required As= 0.00386*100*15= 5.79 cm^2

$As_{(provided)}$ = 6.15 cm^2.

$As_{(provided)}$ = 6.15cm^2 > A_s = 5.79 cm^2

Select **Φ 14…..@25cm**.

4.9.4 Development length of the bars:

$$L_d = \left(\frac{fy}{1.4\sqrt{f'c}} \cdot t \times \cdot e \times ª \times db\right)$$ (for Φ14 bars) (ACI- Table 12.2.2)

$$\left(\frac{420}{1.4\sqrt{25.5}} 1 \times 1 \times 1 \times 1.4\right)$$ L_d= 83.96 cm

Take L_d =85 cm

4.9.5 Shrinkage and Temp. Reinforcement:

A_s = 0.0018 * 100* 18= 3.24 cm^2/m

$As_{(provided)}$ = 3.9 cm^2/m

Use Φ 10@20cm.

4.9.6 Landing design:

- **Dead loads**

(Mortar) = 0.02 * 23= 0.46 KN/m^2

Plate = 0.03 * 22 = 0.66

Concrete Plate = 0.18 * 25 = 4.5 KN/m^2

Plaster = 0.02 * 23= 0.46

→ D.L (per meter) = 6.08 KN/m

- **Live load = 5 KN/m^2**

Factored dead load = 1.2* 6.08 = 7.296KN/m

Factored live load = 1.6 * 5 = 8 KN/m

1. Reaction of the steps slab = 29.4 KN/m

Wu = Factored dead load + Factored live load + Reaction of the steps slab as shown:

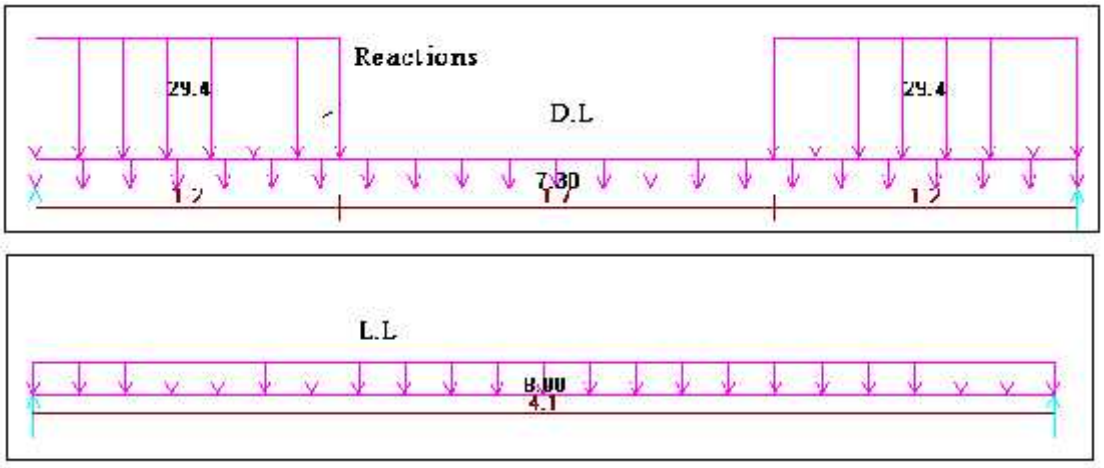


Fig.(4-17): landing loads

2. M_u = 57.5 KN.m from diagram bolow:

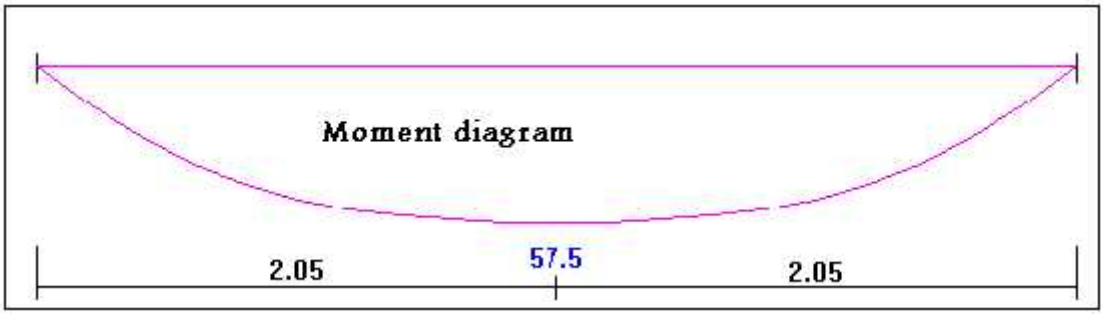


Fig.(4-17): moment diagram of landing

M_n = 57.5/0.9 = 63.88 KN.m

$$R_n = \frac{63.88*10^5}{100*15^2} = 2.83MPa.$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{19.37}\left(1-\left(1-\frac{2*19.37*2.83}{420}\right)^{1/2}\right) = 0.00727$$

ρ req = 0.0066 > ρ_{min} = 0.0033

3. A_s = 0.00727* 100 *15 = 10.9 cm^2

Use **Φ16 bars@ 15cm**

$As_{(provided)}$ = 13.3 cm^2

4.9.7 Shrinkage and Temp. Reinforcement:

A_s = 0.0018 * 100* 18 = 3.24 cm^2

$As_{(provided)}$ = 3.9 cm^2

Use **Φ 10@20cm**.

4.9.8 Design of one way solid slab(عقدة بيت الدرج):

* $h = \left(\frac{3.85}{20}\right) = 0.192$

select h = 20 cm

dead load

slab $= (0.2\times 25) = 5$ KN/m^2

plaster $= (0.03\times 23) = 0.7$ KN/m^2

live load $= 4$ KN/m^2

qu $= (1.2\times 5.7)+(1.6\times 4) = 13.24$ KN/m^2

For (1 m) strip $= 13.24$ KN/m^2

Mu $= \left(\frac{q_u l^2}{8}\right) = 27.8$ KN/m

Vu $= \left(\frac{q_u l}{2}\right) = 27.15$ KN/m

Design of shear:-

$\Phi.v_c = \frac{0.75\times\sqrt{25}\times 1000\times 170}{6} = 160.25$ KN

$\Phi.v_c$ > Vu (No shear Reinforcement)

Designe of Moment (Maine Reinforsement) : -

Mu = 27.8 KN .m

Mn $= \frac{27.8}{0.9} = 30.91$ KN .m

Rn $= \frac{Mn}{b*d^2} = 1.07$ Mpa

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

$m = \frac{fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(19.76)(1.07)}{420}}\right)$

$\rho = 2.63\times 10^{-3}$

$As_{req} = \rho.\ b.\ d. = 4.43$ cm^2/m

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4\,fy} bw*d \geq \frac{1.4}{fy} bw * d$…….. (ACI-10.5.1)

$As_{min} = \frac{\sqrt{25}}{4(420)}(1000)*(170) \geq \frac{1.4}{420}(1000)*(170)$

$= 5.06$ cm^2 ≥ 5.67 cm^2

$As_{min} = 5.67$ cm^2

$1.3\ As_{req} = 1.3\times 4.43 = 5.76 > 5.67$

$As = As_{min} = 5.67$ cm^2/m

so select **Φ 12/15cm**

Secondary Reinforcement :-

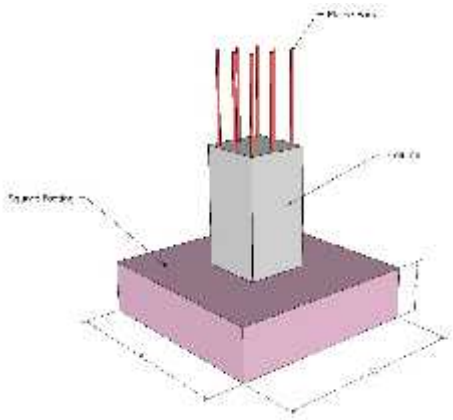
$$As_{Temp} = 0.0018 \times 100 \times 17 = 3.06\ cm^2/m > \frac{1}{5}\ As_{main}$$

so select Φ 8/15cm

4.10 Design of Footing

4.10.1 Design of Isolated Footing:

After the column load is determined, the proper footing can be designed. The following procedure describe the analysis and design of footing (F32).



4.10.1.1 Load Calculation:

Factored load =3800 KN

Soil weight = 18 KN/m^2

Column geometry 60 ∗ 50 cm

Pu = 3800 KN

Mu =0.0 kN.m and so e =0.0 m

The allowable soil pressure = 400KN/m^2.

4.10.1.2 Design of footing:

1. $\sigma_{ball.}$=400KN/m^2

Required(Area) = $\frac{Pu}{1.4*\pm ball} = \frac{3800}{1.4*400} = 6.78m^2$

Try 2.7 Ξ 2.7 Area = 7.29 m^2

Select Foot Geometry 2.7 2.7

For the design of the reinforced concrete member factored load must be used:

Pu = 3800 KN.

P_{net}(factored)= Pu / Area = 3800/7.29=520.1 KN/m^2.

4.10.1.3 Determine depth based on shear strength.

Using critical section for one-way shear action and letting Vu≤ΦVc

Vu : shear force at critical section (a/2+d)

Assume h=h_{min}=40cm ►d=40-7-1=32cm

a/2+d=50/2+32=57cm

Vu =520.1*2.7*0.78=1095KN

$$¤Vc = 0.75 \times \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times dreq$$

Select Height of foot = 70 cm

**Check this depth for two way shear action (punching), using critical section with d = 62cm.

$V_{uR} \leq \Phi Vc$

V_{uR} =shear force at critical section (d/2)

$V_{uR} = P_u - \sigma_{ball} [(a+d)(b+d)]$.

V_{uR}=3800-520.1*[1.12*1.22]=3089.5KN

The Punching shear strength is the smallest of:

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

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d \quad = 0.57\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d \qquad = 0.33\sqrt{f_c'}\, b_o d \text{ ……..Control}$$

Where:

$_c$ = a / b =60 / 50 = 1.2

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area=468cm

$\sim_s$ = 40 for interior column

$V_c = 0.33\sqrt{30}(4680)(620) = 5297.57\ KN$

$\Phi V_c = 0.75 \times 5297.57 = 3973.18\ KN$

$\Phi V_c \geq V_u$ 3973.18 > 3089.5 its OK

4.10.1.4 Check transfer of load at base of column:

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(30)(600 \times 500) = 4972.5KN > Pu = 3800\,KN$

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

As = 0.005 *(60 x 50) = 15 cm^2

Use **6 Φ 18** dowels with A_s = 15.27 cm^2

4.10.1.5 Design for Bending Moment:

$$Mu = \left(P_{net} \times L \times \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$= \left(520.1 \times 2.7 \times \left(\frac{2.7}{2} - \frac{0.5}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{2.7}{2} - \frac{0.5}{2} \right) = 849.6KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{849.6}{0.9} = 944KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{944 \times 10^6}{2700 \times 620^2} = 0.9\text{MPa}$$

M=Fy/0.85fc'=420/0.85*30=16.5

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

$$\rho = \frac{1}{16.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 0.9}{420}}\right)$$

° = 0.0022

Req. A_s = 0.0022 (270) (62) =36.83cm^2

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

$$A^{s}\ \min = \frac{\sqrt{30}}{4(420)}(2700)(620) \geq \frac{1.4}{420}(2700)(620)$$

$$As\min = 54.58 \leq 55.8cm2$$

As min=55.8cm^2

1.3As req=1.3*36.83=47.88cm^2≤ As min=55.8cm^2

Select As=1.3As req=47.88 cm^2

Use 10Φ25 A_s = 49.1 cm^2 (In each way)

4.10.1.6 Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$(10 * 490.87) \times 420 = 0.85 \times 30 \times 2700 \times a$$

$$a = 29.94\,mm$$

$$X = \frac{a}{0.85} = 35.23$$

$$£_s = \frac{620 - 35.23}{35.23} \times 0.003$$

$$£_s = 0.0497 > 0.005$$

Ok.....

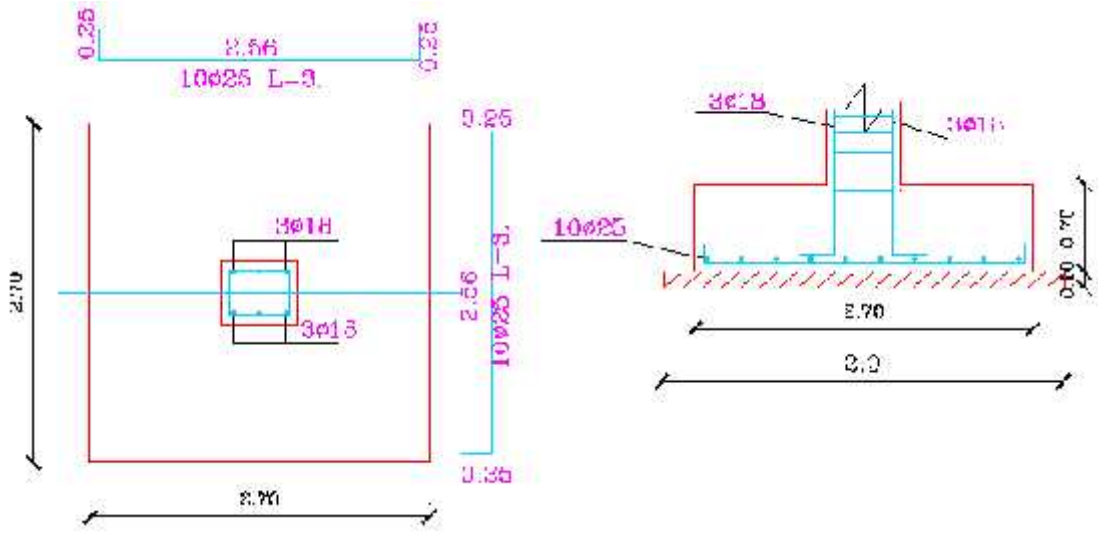


Fig (4-18): Footing (32) Detail.

4.10.2 DESIGN OF COMBIND FOOTING:

4.10.2.1 Determine Loads & Area of footing OF(F3) :

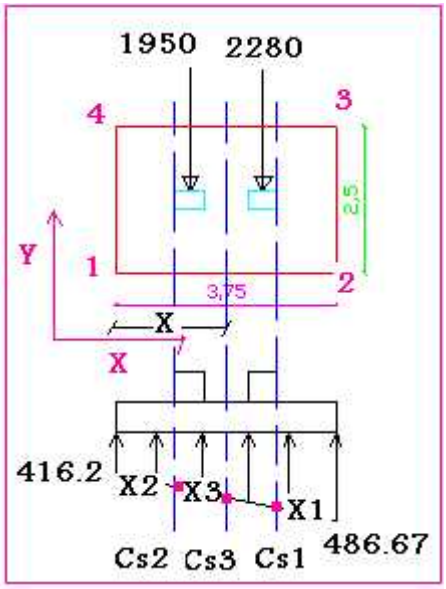


Fig.(4-19) :Geometry of combined footing

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

Pu from C3=2280KN
Pu from C4=1950KN

Total factored loads = 4230 KN.

4.10.2.2 Determine width of footing:

Footing Area = 4230/(1.4*400) = 7.55 m^2

Select 3.75*2.5=9.37>7.55m2

4.10.2.3 Determine depth based one way shear strength:

Assume H= 60 cm

d = 60-7-1 = 52 cm

The punching shear strength is the smallest of:

- $V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$ $= 0.333\sqrt{f_c'}\,b_o d$
- $V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$ $= 0.56\sqrt{f_c'}\,b_o d$
- $V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$ $= 0.33\sqrt{f_c'}\,b_o d$ ……..**Control**

Where:

Bc=long side of column/short side of column=50/30=1.67

$_c$ = a / b = 50 / 25 =2.0 .

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

= 2*82+2*102 =368 cm

$\sim_s$ = 20 For corner column

$\Phi Vc = 0.75 \times 0.33\sqrt{30}(3680)(520) = 2415.8KN.$

Vu =Pu max – σall *Area of critical section

=2280 – 400*1.02*0.82 = 1945.44 KN

$\Phi Vc > Vu$ **2415.44 KN > 1945.44KN ….. OK**

4.10.2.4 Determination of bearing pressur under the footing:

MRy = 2280*0.625 – 1950*0.625 = 206.25 KN.m

Iy=2.5*3.75^3 /12 =10.98 m^4

$$\sigma = \frac{Pu}{A} + \frac{MRy}{Iy} * X$$

$$\sigma_{1=}\ \sigma_4 = \frac{4230}{9.37} - \frac{206.25}{10.98} * 1.875 = 416.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{2=}\ \sigma_3 = \frac{4230}{9.37} + \frac{206.25}{10.98} * 1.875 = 486.67 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{2=}\ \sigma_{3=}\ \sigma_{MAX}$ **=486.67 < 1.3*1.4*400 =728** KN/m^2 **OK**

4.10.2.5 Design in X direction:

According to the previous figure:
*X1=467.87 KN/m2

Mu (at Cs1) =467.87 *1*0.5*2.5 + (486.62-467.87)*1*0.5*(2/3)*2.5
= 600.5 KN.m

*X2=434.99 KN/m2

Mu (at Cs2) = 416.2*1*0.5*2.5+(434.99-416.2)*1*0.5*(1/3)*2.5
= 528.1 KN.m

So Mu (at Cs1) =600.5 KN.m is control

*For X3 :

(X3 -416.2)/X = (486.67-416.2)/3.75

X3=18.722X+416.2 KN/m2
FRY=0.0 at X3
1950-0.5*18.722*X*X*2.5 -416.2*X*2.5 = 0.0
X=1.8m
X3=450.02 KN/m2
Mu (at Cs3) = 1950*0.55-416.2*1.8*1.8*0.5*2.5-(450.02-416.2)*1.8*0.5*(1.8/3)*2.5
= -658.76 KN.m

*** Main longitudinal reinforcement at face of right column :**

M_u = 658.76 KN .m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 25.5} = 19.37$$

$$R_n = \frac{M_n}{¤bd^2} = \frac{658.76 \times 10^6}{0.9 \times 2500 \times 520^2} = 1.08 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.37 \times 1.08}{420}}\right) = 0.00265$$

As req = 0.00265 *100*32 = 13.75cm^2 /m.

$$A^s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bf)(d)$$

$$A^s \text{ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(1000)(520) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(520)$$

A^s min =17.33cm^2/m

1.3As req=1.3*13.75=17.88>As min=17.33cm^2/m

Use As = As min=17.33cm^2/m

Check for shrinkage and temp

As $_{min}$ = 0.0018 ∗ b ∗ d

= 0.0018 ∗ 100 ∗ 52

= 9.37 cm^2 /m

As used =17.33cm2/m>As $_{min}$=9.37 cm^2/m

. Select Φ20@15cm

4.10.2.6 Design in Y direction:

M_u = 1024 KN .m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85*25.5} = 19.37$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi bd^2} = \frac{1024\times10^6}{0.9\times3750\times520^2} = 1.12Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.37}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.37\times1.12}{420}}\right) = 0.00274$$

As req = 0.00274 *100*52 = 14.27cm^2 /m.

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4(420)}(1000)(520) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(520)$$

$A_{s\ min}$ =17.33cm^2/m

1.3As req=1.3*14.27=18.55>As min=17.33cm^2/m

Use As = As min=17.33cm^2/m

Check for shrinkage and temp

$As_{min} = 0.0018 * b * d$

$= 0.0018 * 100 * 52$

$= 9.37$ cm^2 /m

As used =17.33cm2/m>As_{min}=9.37 cm^2/m

Select Φ20@15cm

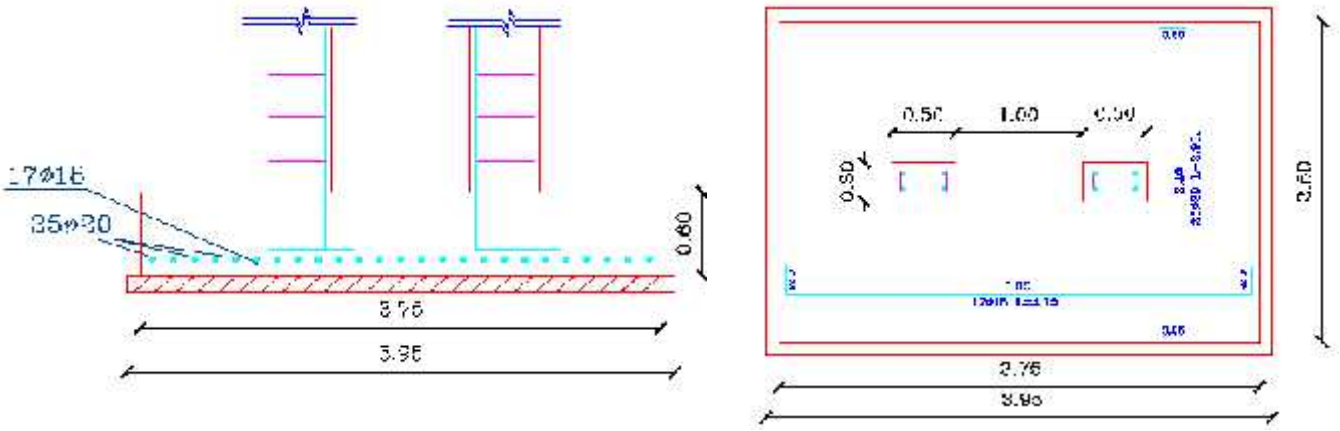


Fig.(4-20) :Details for combined footing

4.10.3 Design of Strip Footing (section B-B):

4.10.3.1 load Calculation

Weight of wall (D.L.) =(height) Thickness * 1m wide * γ_c

= 49 * 25 * 25 =306.25 KN/m

From beam D = 160KN/m

L = 88KN/m

Wu=1.2(466.25)+1.6(88)=700 KN/m

4.10.3.2 Determine the footing width :

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

Assume footing thickness is 0.3 m.

$$Footing\ \ width = \frac{(DL + LL)}{¥_{all}} = \frac{306.25 + 160 + 88}{400} = 1.38\ \ m$$

So select 150 cm width of strip footing.

Determined of the contact pressure:

$$P_{net} = \frac{P_u}{Area} = \frac{700}{1 \times 1.5} = 466.67\ \ kN/m^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}\, b_w d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{30} \times 1000 \times d = 466.67 * 10^{-3}\left(\frac{1500-300}{2} - d\right) * 1$$

$$(d) = 0.59\, m$$

$$(d) = 59 cm$$

$$Total\ thicness = 59 + 7 + 2 = 68\, cm$$

So select strip thickness as **70cm**

4.10.3.3 Determine reinforcement for moment strength :

$$Mu = (Pnet)\left(\frac{footing\ width - wall\ width}{2}\right) * \left(\frac{footing\ width - wall\ width}{4}\right)$$

$$= 466.67 * 0.6 * (0.3)$$

$$Mu = 84\ \text{KN/m}$$

$$\text{Required Rn} = \frac{M_u * 10^6}{\Phi * b * d^2}$$

$$\text{Required Rn} = \frac{84 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 610^2} = 0.25$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

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

$$\rho = \frac{1}{16.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(16.5)(0.25)}{420}}\right) = 0.0006 \leq \rho min = 0.0018\ .$$

$$Areq = \rho \,\Xi\, b \,\Xi\, d = 0.0018 \,\Xi\, 100 \,\Xi\, 61 = 10.98\ cm^2$$

Use Φ16 @ 17.5

4.10.3.4 design of dowels bars:

$\Phi.Pn = 0.65*0.85* fc'*Ag$

$=0.65*0.85*25.5*1000*250=3522.19KN$

Pu=700KN

$\Phi.Pn$ >Pu So,

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

Use Φ 10 @ 30cm…….

4.10.3.5 design of Secondary Reinforcement:

$As\ min_{req} = 0.0018 * 150 * 61 = 16.47\ cm^{2.}$

Use 11Φ14

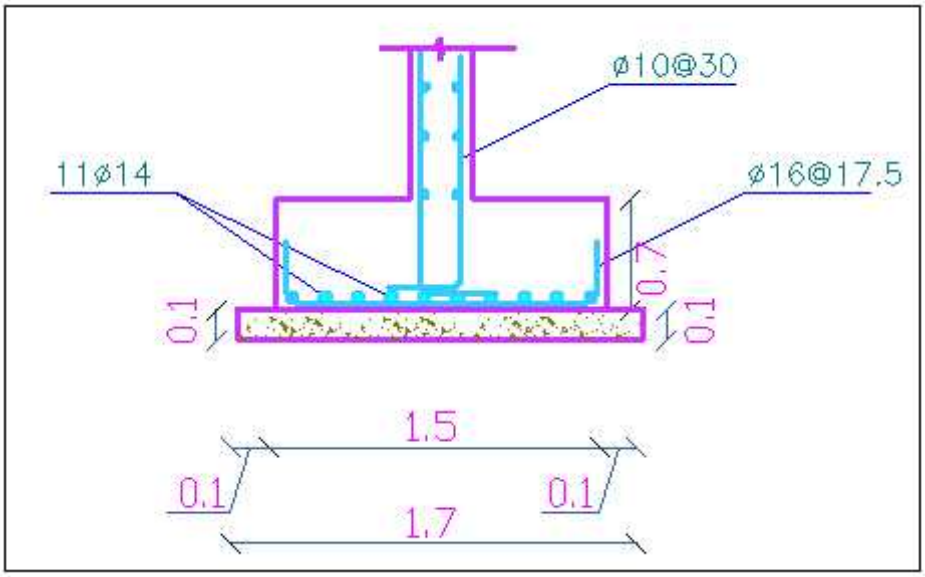


Fig.(4-21) :Details for Strip footing

4.10.4 Design of Mat footing(MF1):

4.10.4.1 Load calculation

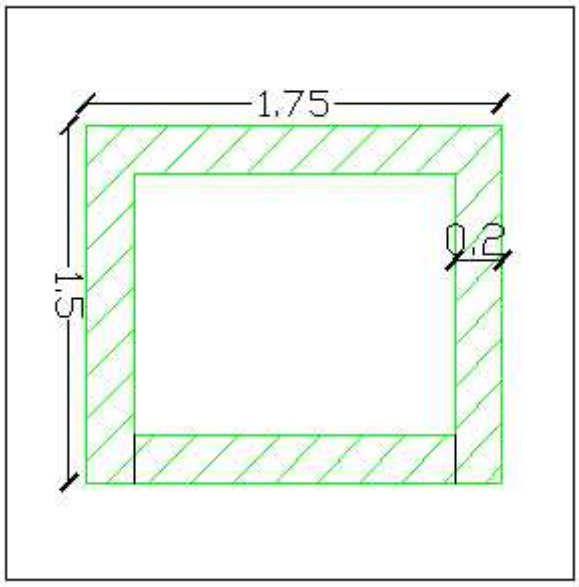


Fig.(4-22) Dimention of mat footing

Total (D.L)of the Wall = Wall Height * (W) * (γc).

= (46)* 0.2 * 25 =230KN / m.

Slab Weight (D.L) / m on the wall = 20.8 KN / m.

Slab Weight (L.L) / m on the wall = 30 KN / m

Total Dead load = 250.8 KN/m.

Total live load = 30KN/m.

Dead load factored =1.2 * 250.8 = 300.96 KN/m.

Live load factored = 1.6 * 30 = 48 KN/m.

Total load factored =349 KN/m.

PRu = 349*(2*1.35+2*1.5) = 1989.3KN.

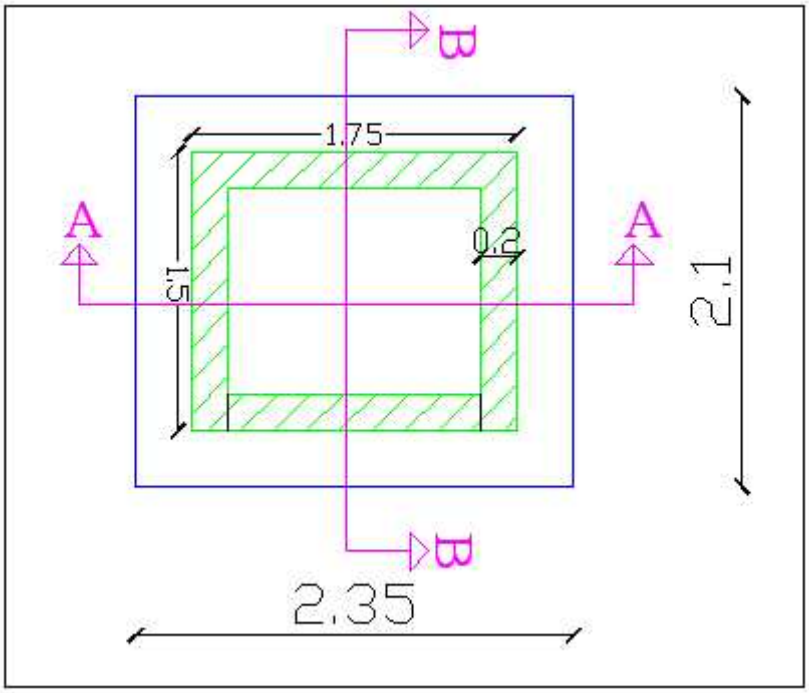


Fig.(4-23) Sections of mat footing

Required area = P / 1.4*Allowable soil pressure = 1989.3 / 1.4*400 = 3.55 m^2.

Select A provided = 2.35*2.1 = 4.93m^2 > Area req ……**OK**.

Total Factored load for one meter strip= 1.2*DL + 1.6* LL = 1.2*250.8+ 1.6*30 = 349 KN\m.

4.10.4.2 Design in X- Direction.

Check of Bearing capacity for Section a-a.

σ_1= (2*349)/(1*2.35) = 297 KN/ m^2.

(σ_1 = 297KN/ m^2) < (1.4*B.C = 560 KN/ m^2).…….OK.

Section A-A

We found that the shear

Envelope is as shown in the figure .:.

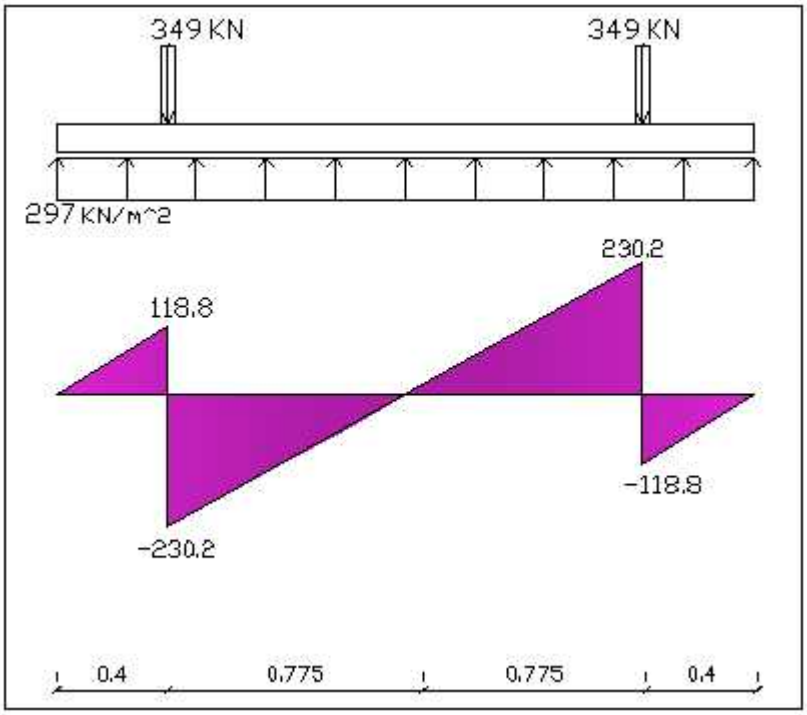


Fig.(4-24) Shear envelope of mat footing Section A-A

4.10.4.2.1 Estimation of footing depth:

Vu =230.2 KN.

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d \;=\; 0.75\times\frac{1}{6}\sqrt{25.5}\times(1000)\times(d) = 631.2d$$

Let Vu = Φ Vc.

$230.2*10^3 = 631.2\ d$

So, d = 0.36m = 36cm.

*A*ssume Φ10 for main reinforcement.

h req = 36+1+ 6 + 1 =44 cm.

Select h = 45cm.

d req = 45-6-1-1 = **37** >36cm……O.K.

4.10.4.2.2 Design of reinforcement:-

*We found that the moment envelope of this section is as the following figure,

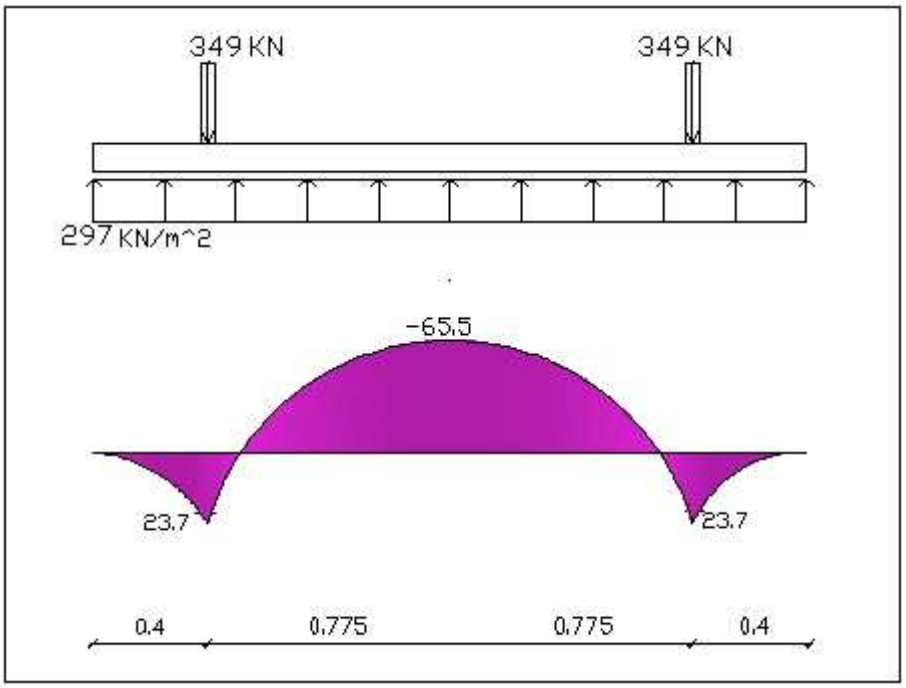


Fig.(4-25) Moment diag. of mat footing Section A-A

4.10.4.2.2.1 Design of positive moment:

*Bottom reinforcement (in X direction).

Mu = 23.76KN.m/ 1 meter strip, (At the face of support).
Mn $_{req}$ = Mu / 0.9 = 23.76/ 0.9 = 26.4 KN.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{26.4\times10^6}{1000*370^2} = 0.204\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.37}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.37*0.204}{420}}\right) = 0.00049$$

ρ req =0.00049.

$A_{s\ req}$ = 0.00049*(100)*(37) = 1.76 cm ^{2} .

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4 * 420} * 100 * 37 \geq \frac{1.4 * 100 * 37}{420} \Rightarrow A_{s\ min} = 10.82 \geq 12$$

Select $A_{s\ min} = 12 cm^2$.

1.3* As req =1.3*1.76 = 2.288≤ $A_{s\ min}$.

As used must be > As required for shrinkage & temperature reinforcement.

As shrinkage = 0.0018*100*45 = 8.1 cm^2 .

2.288< 8.1, So **use** As = 8.1 cm^2 ..

So , use **Φ12 @12.5 cm** for bottom reinforcement in X direction

As provided = 9.04 > 8.1 ……..**OK.**

4.10.4.2.2.2 Design of negative moment :-

*Top reinforcement (in X direction).

Mu = 65.5KN.m/ 1 meter strip, (At the face of support).
Mn req = Mu / 0.9 = 65.5/ 0.9 = 72.78 KN.m.

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{72.78 \times 10^6}{1000 * 370^2} = 0.56\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.37}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.37 * 0.56}{420}}\right) = 0.00135$$

ρ req =0.00135.

$A_{s\ req}$ = 0.00135*(100)*(37) = 4.86 cm^2 .

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4 * 420} * 100 * 37 \geq \frac{1.4 * 100 * 37}{420} \Rightarrow A_{s\ min} = 10.82 \geq 12 cm^2$$

Select $A_{s\ min} = 12 cm^2$.

1.3* As req =1.3*4.86 = 6.318≥ $A_{s\ min}$.=12 cm^2 .

So, use As min = 6.318 cm^2 .

As used must be > As required for shrinkage & temperature reinforcement.

As shrinkage = 0.0018*100*45 = 8.1 cm^2 .

8.1 > 6.318, So **use** As = 8.1 cm^2 .

So , use Φ12 @ 12.5cm for Top reinforcement in X direction

As provided = 9.04 > 8.1……..**OK.**

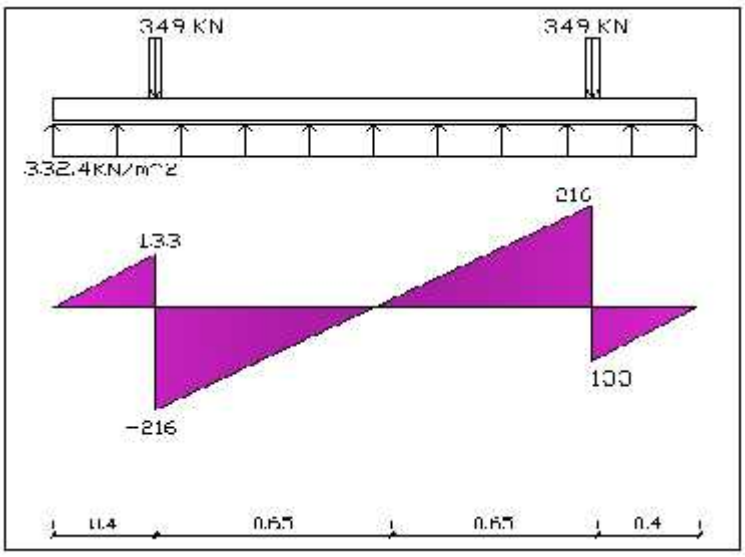
4.10.4.3 Design in Y- Direction.

Check of Bearing capacity for

σ_1 = (2*349)/(1*2.1) = 332.4KN/ m^2.

(σ_1 =332.4) < (1.4*B.C = 560)…….OK.

*We found that the shear Envelope is as Figure.
Because the shear action is the same we use the depth of mat = 45cm.



.

Fig.(4-26) Shear envelope of mat footing Section B-B

4.10.4.3.1 Design of reinforcement:-

*We found that the moment envelope of this section is as the following figure,

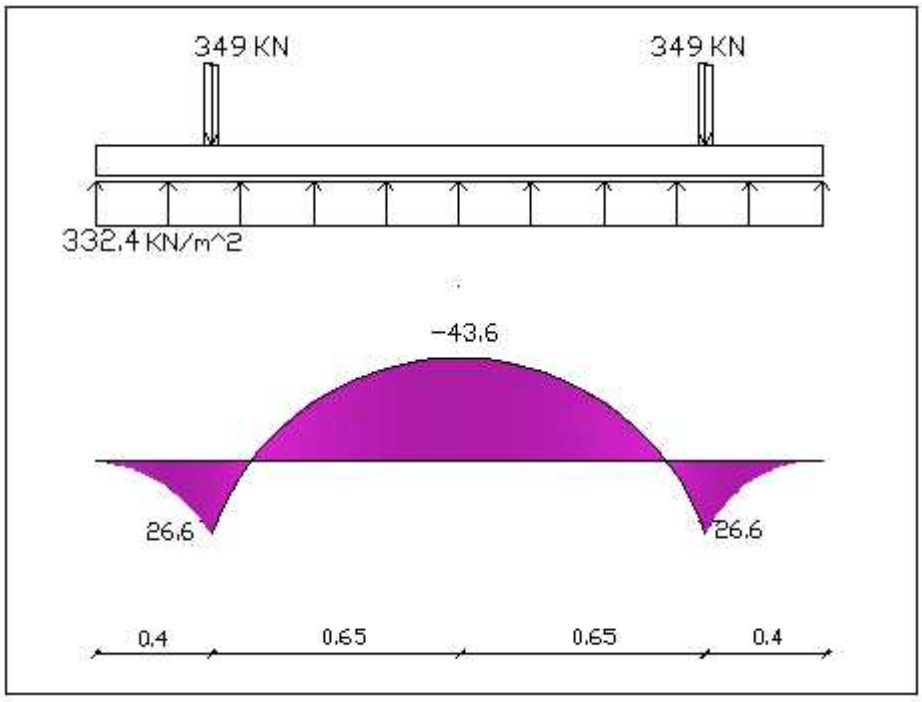


Fig.(4-27) Moment diagram. of mat footing Section B-B

4.10.4.3.1.1 Design of positive moment:

*Bottom reinforcement (in Y direction).

Mu = 26.6KN.m/ 1 meter strip, (At the face of support).
Mn req = Mu / 0.9 = 26.6/ 0.9 = 29.56 KN.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{29.56\times10^6}{100*37^2} = 0.23MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.37}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.37*0.23}{420}}\right) = 0.00055$$

$\rho_{req} = 0.00055$.

$A_{s\,req} = 0.00055*(100)*(37) = 2.035\ cm^2$.

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4*420} * 100 * 37 \geq \frac{1.4*100*37}{420} \Rightarrow A_{s\ min} = 10.82 \geq 12 cm^2$$

Select $A_{s\ min} = 12 cm^2$.

1.3* As req =1.3*2.035 = 2.64≤ $A_{s\ min}$.

As used must be > As required for shrinkage & temperature reinforcement.

As shrinkage = 0.0018*100*45= 8.1 cm^2 .

8.1 < 2.64, So **use** As = 8.1 cm^2 ..

So , use Φ12 @ 12.5cm for bottom reinforcement in Y direction

As provided = 9.04 > 8.1 ……..**OK.**

4.10.4.3.1.2 Design of negative moment :-

*Top reinforcement (in Y direction).

Mu =43.6KN.m/ 1 meter strip, (At the face of support).

Mn req = Mu / 0.9 = 43.6/ 0.9 = 48.45KN.m.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{48.45 \times 10^5}{1000 * 370^2} = 0.374 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = 19.37\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.37 * 0.374}{420}}\right) = 0.000899 .$$

ρ req =0.000899.

$A_{s\ req}$ = 0.000899*(100)*(37) = 3.23cm^2.

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4 * f_y} * bw * d \geq \frac{1.4 * bw * d}{fy}$$

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{25.5}}{4*420} * 100 * 37 \geq \frac{1.4*100*37}{420} \Rightarrow A_{s\ min} = 10.82 \geq 12 cm^2$$

Select $A_{s\ min} = 12 cm^2$.

1.3* $Asreq = 4.19$.

So, use As req = 4.19 cm^2.

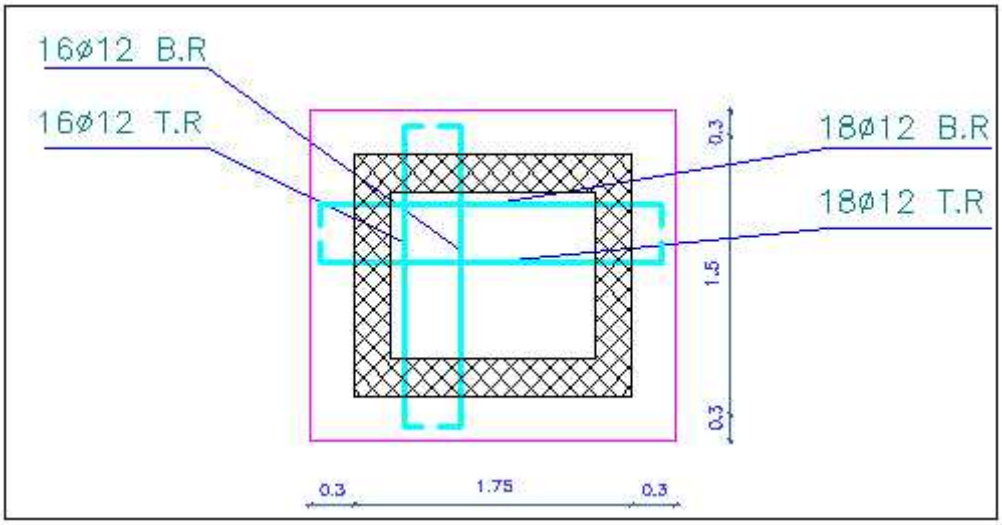
As used must be > As required for shrinkage & temperature reinforcement.

As $_{shrinkage}$ = 0.0018*100*45 = 8.1 cm^2 .

8.1 >.4.19 So **use** As = 8.1cm^2 ..

So , use **Φ12 @ 12.5** cm for Top reinforcement in Y direction

As $_{provided}$ = 9.04 > 8.1 ……..**OK**.



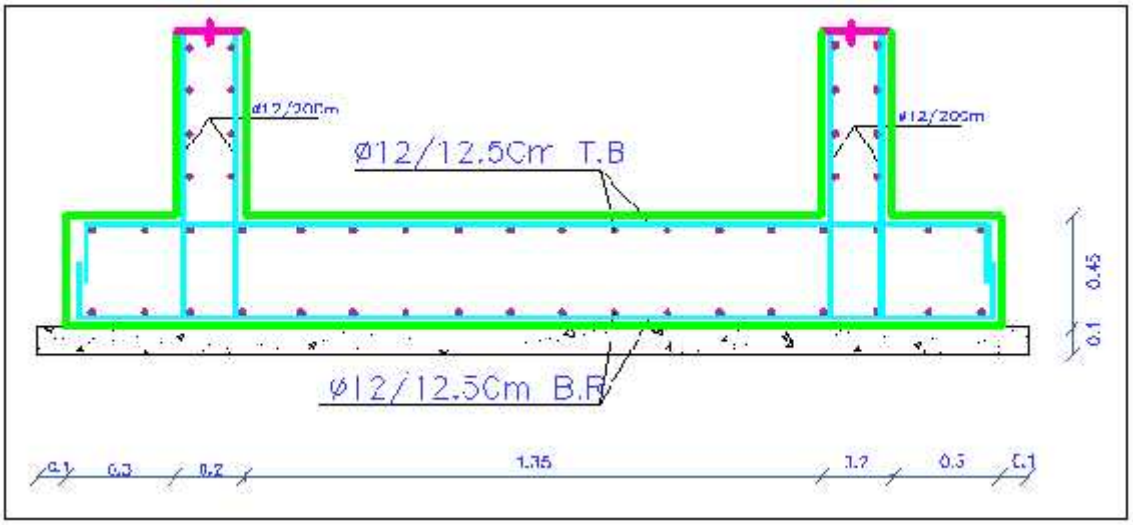


Fig.(4-28) Mat foundation detail

4.11 Design of Basement wall:

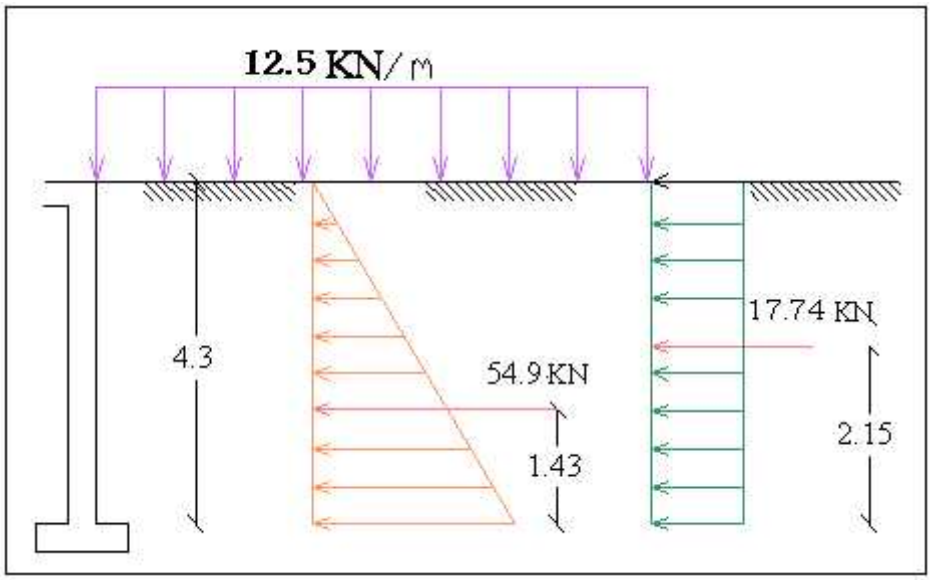


Fig. (4-29): Basment wall-Diagram

4.11.1 load Calculation:

$e_o = \gamma * h * K_o$

$\theta = 30^o$

$$K = \frac{1-\sin^{-}}{1+\sin^{-}} = \frac{1-\sin 30}{1+\sin 30} = 0.33$$

$e_o = 18*4.3*0.33 = 25.54 KN/m$

$e_p = P*K_o$

$= 12.5*0.33 = 4.13 KN/m$

4.11.2 Thickness of wall Calculation:

Mu = 63.4KN.m

Assume $\rho = 0.01$

$$m=\frac{fy}{0.85\times fc'}=\frac{420}{0.85\times 30}=16.5$$

$$Rn=\circ\times fy(1-0.5m\circ)$$

$$Rn=0.01\times 420(1-0.5\times 16.5\times 0.01)=3.61$$

$$g\ Rn=\frac{Mu}{0.9\times b\times d^2}\Rightarrow 3.61=\frac{63.4\times 10^6}{0.9\times 1000\times d^2}$$

$$d=140mm$$

$$H=140+70+20=230mm$$

$$Select....H=25cm$$

4.11.3 Wall Design:

***Design of tension side**:

Mu=63.4KN.m (from 4.12.2)

$$Rn=\frac{Mu}{0.9\times b\times d^2}=\frac{63.4\times 10^6}{0.9\times 1000\times 140^2}=3.59$$

$$\circ=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times Rn\times m}{fy}}\right)=\frac{1}{16.5}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 16.5\times 3.59}{420}}\right)=6.06\times 10^{-3}$$

$$As=9.25\times 10^{-3}\times 100\times 14=12.95cm2/m$$

$$A^s\ \min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\geq\frac{1.4}{fy}(bf)(d)$$

$$A^s\ \min=\frac{\sqrt{30}}{4(420)}(1000)(140)\geq\frac{1.4}{420}(1000)(140)$$

$A^s\ \min=$ 4.56<4.67 so $As_{\ min}=4.67cm^2/m$

As req=12.95cm^2>As min=4.67cm^2

Check for shrinkage and temp

$As_{\ min}$ = 0.0018 ∗ b ∗ h

$= 0.0018 * 100 * 25$

$= 4.5 cm^2$

As req =12.95>As $_{min}$=4.5 cm^2

Select Φ16@15cm

Check for Shear:

$Vu = 72KN.$

$$¤Vc = 0.75\left(\frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 140\right)$$

$¤Vc = 95.85KN > Vu = 72KN$

No shear reinforcement is required then In the other direction (Horizontal)provide shrinkage and temperature reinforcement

ρ = 0.0018

As = ρ* b*H

As = 0.0018*100*25= 4.5 cm^2 /m

Select Φ12@20cm

*Design of Compresion side:

In the compesion direction (Horizontal and vertical)provide shrinkage and temperature reinforcement

ρ = 0.0018

As = ρ* b*H

As = 0.0018*100*25= 4.5 cm^2 /m

Select Φ12@20cm

***Design of Dowels**:

As min_{req} = 0.0012 ∗ 100 ∗ 20.4= 2.448 cm ^{2}…….(ACI-318-14.3.2)

Use **Φ 12 @ 40 cm**…… $A_{prov.}$ = 2.825 cm^2

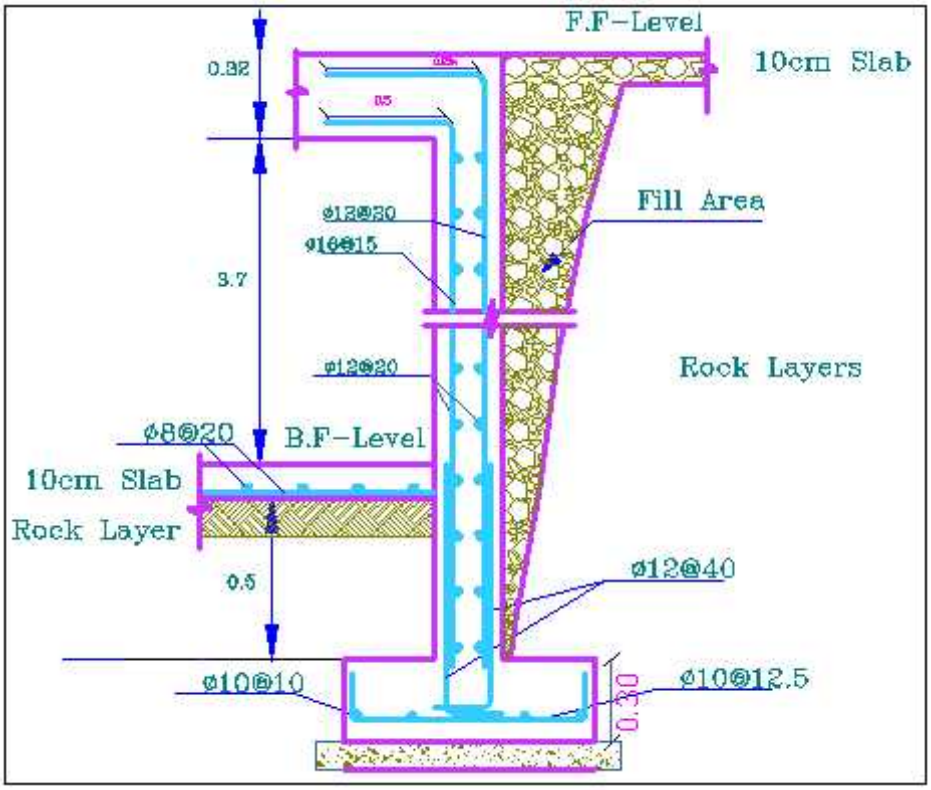


Fig.(4-30) Mat foundation detail

4.12 Design of shear wall :

By analysis and calculation the magnitude of earthquake force is greater than wind force , so that the design used is to be resist earthquake force .

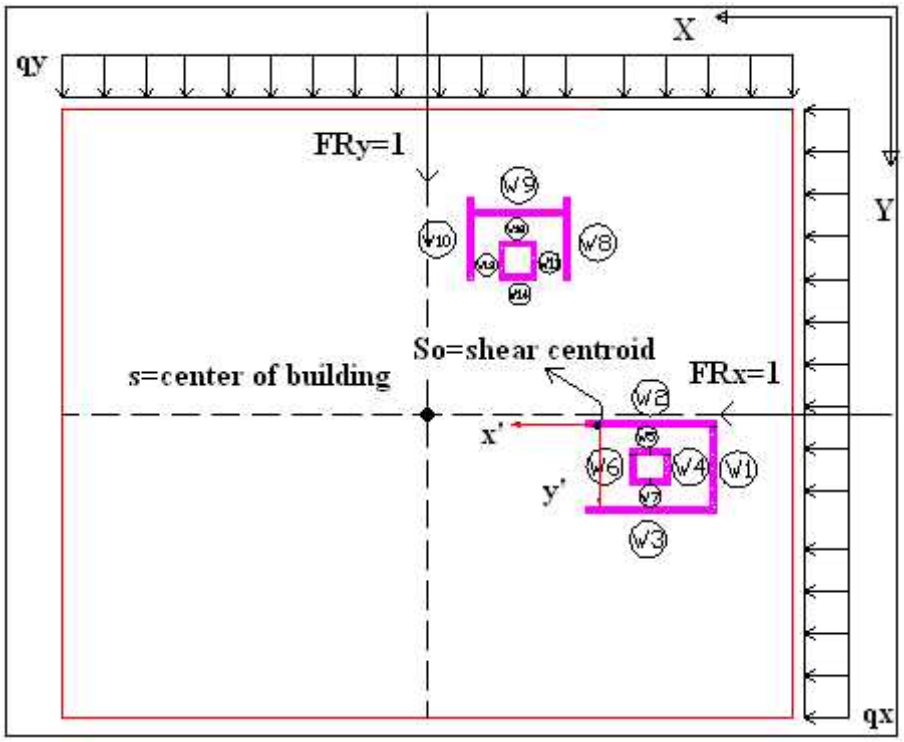


Fig.(4-31) Shear wall diagram

Determination of location of shear centroid(**So**) :

- $\overline{X} = \dfrac{\sum X * I_x}{\sum I_X}$
- $\overline{Y} = \dfrac{\sum Y * I_Y}{\sum I_Y}$

***I= (b*h^3)/12**

No of wall	I_X	X	$I_X * X$	I_Y	Y	I_Y*Y
1	**1.71**	3.75	**6.43**	**0**	16.9	**0**
2	**0**	6.62	**0**	**4.17**	14.83	**61.85**
3	**0**	6.62	**0**	**4.17**	18.93	**78.93**
4	**0.093**	5.93	**0.55**	**0**	16.88	**0**
5	**0**	6.75	**0**	**0.06**	16.18	**0.92**
6	**0.093**	7.58	**0.7**	**0**	16.88	**0**
7	**0**	6.75	**0**	**0.06**	17.58	**1.05**
8	**1.14**	10.73	**12.23**	**0**	6.1	**0**
9	**0**	13	**0**	**1.6**	4.85	**7.76**
10	**1.14**	15.28	**17.42**	**0**	6.1	**0**
11	**0.11**	12.23	**1.37**	**0**	7	**0**
12	**0**	13	**0**	**0.051**	6.35	**0.325**
13	**0.11**	13.78	**1.52**	**0**	7	**0**
14	**0**	13	**0**	**0.051**	7.88	**0.4**
∑	**4.396**		**40.22**	**10.162**		**151.235**

$$\overline{X} = \frac{40.22}{4.396} = 9.15m$$

$$\overline{Y} = \frac{151.235}{10.162} = 14.88m$$

e_y = 0.51 m

e_x =8.15 m

Part of translation to FRx & Fry :

$$Q_{Xi} = \frac{FRx * I_{yi}}{\sum I_y}$$

$$Q_{yi} = \frac{FRy * I_{xi}}{\sum I_x}$$

Part of rotation:

due to M_{Xm} ➔ q_x

- $Q_{Xi} = -\frac{Mx_m \times I_Y \times Y_M^*}{I_W}$
- $Q_{Yi} = \frac{Mx_m \times I_X \times X_M^*}{I_W}$

Due to MYm ➔ q_y

$$Q_{Xi} = -\frac{My_m \times I_Y \times Y_M^*}{I_W}$$

$$Q_{Yi} = \frac{My_m \times I_X \times X_M^*}{I_W}$$

$I_W = \sum I_Y * Y^{*2}_M + \sum I_X * X^{*2}_M$.

wall	I_x	X^*_M	$I_X*X^*_M$	$I_X*X^{*2}_M$	I_Y	Y^*_M	$I_Y*Y^*_M$	$I_Y*Y^{*2}_M$
1	1.71	-5.4	-9.234	**49.864**	0	2	0	**0.000**
2	0	-2.33	0	**0.000**	4.17	-0.06	-0.2502	**0.015**
3	0	-2.33	0	**0.000**	4.17	4.05	16.8885	**68.398**
4	0.093	-3.23	-0.30039	**0.970**	0	2.12	0	**0.000**
5	0	-2.4	0	**0.000**	0.06	1.3	0.078	**0.101**
6	0.093	-1.58	-0.14694	**0.232**	0	2.12	0	**0.000**
7	0	-2.4	0	**0.000**	0.06	2.7	0.162	**0.437**
8	1.14	1.58	1.8012	**2.846**	0	-8.78	0	**0.000**
9	0	3.85	0	**0.000**	1.6	-10.03	-16.048	**160.961**
10	1.14	6.13	6.9882	**42.838**	0	-8.78	0	**0.000**
11	0.11	3.08	0.3388	**1.044**	0	-7.76	0	**0.000**
12	0	3.85	0	**0.000**	0.051	-8.53	-0.43503	**3.711**
13	0.11	4.63	0.5093	**2.358**	0	-7.76	0	**0.000**
14	0	3.58	0	**0.000**	0.051	-7.01	-0.35751	**2.506**
Σ	4.396			**100.151**	10.162			**236.131**

I_W = 236.131+100.151= 336.282 m^6 .

Torques due to q_x :

$Mx_m = FRx * e_y$

$= 1 * -0.51 = -0.51$ KN.m

$MY_m = FR_Y * e_X$

$= 1 * -8.15 = -8.15$ KN.m

- Part of load of each shear wall :

Loads in X- direction :

FRx = 1 KN , Mx_m = -0.51 KN.m

Part of translation = $\frac{FRy * I_{Yi}}{\sum I_y}$

Wall	I_y	$FR_x * I_Y$	$(FR_x * I_Y)/\sum I_Y$
1	0	0	0.000
2	4.17	4.17	0.410
3	4.17	4.17	0.41
4	0	0	0
5	0.06	0.06	0.0059
6	0	0	0
7	0.06	0.06	0.0059
8	0	0	0
9	1.6	1.6	0.1574
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0.051	0.051	0.005
13	0	0	0
14	0.051	0.051	0.005
∑	10.162		1

Part of rotation : Q_X due to Mxt:

Wall	I_y	Y^*_M	$-(M_X/ I_W)*I_Y* Y^*_M$
1	0	2	0.0000
2	4.17	-0.06	-0.0004
3	4.17	4.05	0.0256
4	0	2.12	0.0000
5	0.06	1.3	0.0001
6	0	2.12	0.0000
7	0.06	2.7	0.0002

8	0	-8.78	0.0000
9	1.6	-10.03	-0.0243
10	0	-8.78	0.0000
11	0	-7.76	0.0000
12	0.051	-8.53	-0.0007
13	0	-7.76	0.0000
14	0.051	-7.01	-0.0005
Σ			0.0000

Part of rotation Q_Y due to Mx_t :

Wall	I_x	X^*_M	$(M_X/ I_W)*I_X* X^*_M$
1	1.710	-5.4	0.0140
2	0	-2.33	0.0000
3	0	-2.33	0.0000
4	0.093	-3.23	0.0005
5	0	-2.4	0.0000
6	0.093	-1.58	0.0002
7	0	-2.4	0.0000
8	1.14	1.58	-0.0027
9	0	3.85	0.0000
10	1.14	6.13	-0.0106
11	0.11	3.08	-0.0005
12	0	3.85	0.0000
13	0.11	4.63	-0.0008
14	0	3.58	0.0000
Σ			0.0000

- Part at each wall due to q_x :

Qx_t = part of translation + part of rotation

- Qx_1(for wall # 1) = 0.0+ 0.0 + 0.14
  = 0.14
- Qx_2(for wall # 2) = 0.41 - 0.0004 + 0.0
  = 0.4096
- Qx_3(for wall # 3) =0.0 + 0.0256 + 0.41
  = 0.4356
- Qx_4(for wall # 4) =0.0 + 0.0005 + 0.0
  = 0.0005
- Qx_5(for wall # 5) = 0.0059 +0.0 +0.0001
  = 0.006

- Qx_6(for wall # 6) = 0.0 + 0.0002 + 0.0
  = 0.0002
- Qx_7(for wall # 7) = 0.0059 + 0.0002 +0.0
  = 0.0061
- Qx_8(for wall # 8) = 0.0 +0.0 -0.0027
  = - 0. 0027
- Qx_9(for wall # 9) = 0.1574 -0.0243 +0.0
  = 0.1331
- Qx_{10}(for wall # 10) = 0.0 +0.0 -0.0106
  = - 0. 0106
- Qx_{11}(for wall # 11) = 0.0 +0.0 -0.0005
  = - 0. 0005
- Qx_{12}(for wall # 12) = 0.005 -0.0007 +0.0
  = 0.0043
- Qx_{13}(for wall # 13) = 0.0 +0.0 -0.0008
  = - 0. 0008
- Qx_{14}(for wall # 14) = 0.005 -0.005 +0.0
  = 0.0045

∑ Qx = 1 KN ……OK

loads in Y-direction :

q_y ➔ FR_Y = 1 KN

Wall	I_X	$FR_Y * I_X$	$(FR_Y * I_X)/\sum I_X$
1	1.710	1.710	0.389
2	0	0	0.000
3	0	0	0.000
4	0.093	0.093	0.021
5	0	0	0.000
6	0.093	0.093	0.021
7	0	0	0.000
8	1.14	1.14	0.259
9	0	0	0.000
10	1.14	1.14	0.259
11	0.11	0.11	0.025
12	0	0	0.000
13	0.11	0.11	0.025
14	0	0	0.000
∑	4.396		1

Part of rotation : Q_X due to Myt:

Wall	I_y	Y^*_M	$-(M_y/ I_W)*I_Y* Y^*_M$
1	0	2	0.0000
2	4.17	-0.06	-0.0061
3	4.17	4.05	0.4093
4	0	2.12	0.0000
5	0.06	1.3	0.0019
6	0	2.12	0.0000
7	0.06	2.7	0.0039
8	0	-8.78	0.0000
9	1.6	-10.03	-0.3889
10	0	-8.78	0.0000
11	0	-7.76	0.0000
12	0.051	-8.53	-0.0105
13	0	-7.76	0.0000
14	0.051	-7.01	-0.0087
Σ			0.000

- Part of rotation Q_Y due to My_t :

Wall	I_x	X^*_M	$(M_y/ I_W)*I_x* X^*_M$
1	1.710	-5.4	0.2238
2	0	-2.33	0.0000
3	0	-2.33	0.0000
4	0.093	-3.23	0.0073
5	0	-2.4	0.0000
6	0.093	-1.58	0.0036
7	0	-2.4	0.0000
8	1.14	1.58	-0.0437
9	0	3.85	0.0000
10	1.14	6.13	-0.1694
11	0.11	3.08	-0.0082
12	0	3.85	0.0000
13	0.11	4.63	-0.0123
14	0	3.58	0.0000
Σ			0.0010

Qy_t = part of translation + part of rotation

- Qy_1(for wall # 1) = 0.389+0.0+ 0.2238

  = 0.6128

- Qy_2(for wall # 2) = 0.0 -0.0061 + 0.0

= -0.0061

- Qy_3(for wall # 3) = 0.0 + 0.4093 +0.0
  = 0.4093
- Qy_4(for wall # 4) = 0.021 + 0.0 +0.0073
  = 0.0283
- Qy_5(for wall # 5) = 0.0 +0.0019 + 0.0
  = 0.0019
- Qy_6(for wall # 6) = 0.021 + 0.0 + 0.0036
  = 0.0246
- Qy_7(for wall #7) = 0.0 + 0.0039 +0.0
  = 0.0039
- Qy_8(for wall #8) = 0.259 + 0.0-0.0437
  = 0.2153
- Qy_9(for wall # 9) = 0.0 -0.3889 +0.0
  = -0.3889
- Qy_{10}(for wall # 10) = 0.259 +0.0 -0.1694
  = 0. 0896
- Qy_{11}(for wall # 11) = 0.025 +0.0 -0.0082
  = 0. 0168
- Qy_{12}(for wall # 12) = 0.0 -0.0105 +0.0
  = -0.0105
- Qy_{13}(for wall # 13) = 0.025 +0.0 -0.0123
  = 0. 0127
- Qy_{14}(for wall # 14) = 0.0 -0.0087 +0.0
  = -0.0087

∑ Qy = 1 KN .....OK

Calculation of Floors Weight:-

- **For the Basement Floor:-**

Total weight of the Basement Floor = 10585 KN.

- **For the Ground Floor:-**

Total weight of Ground Floor = 10470 KN.

- **For the first second and third Floor:-**

Total weight of first Floor =10143 KN .

Total weight of first & repeated Floor = 3 * 10143= 30429 KN

- **For the fourth to eighth Floor:-**

Total weight of fourth Floor = 9908 KN .

Total weight of fourth & repeated Floor = 5 * 9908 = 49540 KN.

- **For the final (roof) Floor:-**

Total weight of final Floor = 5630 KN

W (Total) for all Floors = *10585* + *10470* + 30429 + 49540 + 5630= **106654 KN .**

Calculation of shear force on "shear walls" :

From Uniform Building Code 1997(UBC):

Z=0.3 zone"3"

R=5.5

I=1

Ca=0.24

Cv=0.24

hn=46m

Ct=0.0488

Where:

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I.
R = numerical coefficient representative of the inherent overstrength and global ductility capacity of lateralforce resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-P**.**
I = importance factor given in Table 16-K.
Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to Level *i*, *n* or *x*, respectively.

Eq…30-8 (UBC) $T = C_t (h_n)^{3/4}$

$T = 0.0488(46)^{3/4} = 0.862$

$$V_1 = \frac{Cv.I}{R.T}W = \frac{0.24\times1}{5{,}5\times0.862}W = 0.0506W \quad control$$

$$V_1 = \frac{2.5Ca.I}{R}W = \frac{2.5\times0.24\times1}{5.5}W = 0.109W$$

$$V_1 = 0.11Ca.I.W = 0.11\times0.24\times1\times W = 0.026W$$

$$\rightarrow\rightarrow V = 0.0506W = 0.0506\times106654 = 5396.69 \quad control$$

$$Ft = 0.07\times T\times V = 0.07\times0.862\times5396.69 = 325.64$$

floor	W (KN)	V(KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx
Roof Floor(1)	5630	5396.69	46	325.64	5071.05	258980	497.82
Eighth Floor(2)	9908	5396.69	42	325.64	5071.05	416136	1297.73
Seventh Floor(3)	9908	5396.69	38	325.64	5071.05	376504	2021.46
Sixth Floor(4)	9908	5396.69	34	325.64	5071.05	336872	2669.01
Fifth Floor(5)	9908	5396.69	30	325.64	5071.05	297240	3240.37
Fourth Floor(6)	9908	5396.69	26	325.64	5071.05	257608	3735.55
Third Floor(7)	10143	5396.69	22	325.64	5071.05	223146	4164.49
Second Floor(8)	10143	5396.69	18	325.64	5071.05	182574	4515.44
First Floor(9)	10143	5396.69	14	325.64	5071.05	142002	4788.40
ground Floor(10)	10470	5396.69	10	325.64	5071.05	104700	4989.66
Basement floor(11)	10585	5396.69	4	325.64	5071.05	42340	5071.05
Σ	106654					2638102	

$$F_{xi} = (V - F_t)w_x h_x / \sum_{i=1}^{n} w_i h_i$$

- **Load Calculation of Wall (SW9).**

Part of load for wall (W9), due to**(qy)** = 0.1331

Load of Wall (W9):-

floor	Fx	Vu	Mu
Roof Floor(1)	497.82	66.26	**265.04**
Eighth Floor(2)	1297.73	172.73	**955.95**
Seventh Floor(3)	2021.46	269.06	**2032.18**
Sixth Floor(4)	2669.01	355.25	**3453.16**
Fifth Floor(5)	3240.37	431.29	**5178.33**
Fourth Floor(6)	3735.55	497.20	**7167.14**
Third Floor(7)	4164.49	554.29	**9384.31**
Second Floor(8)	4515.44	601.01	**11788.33**
First Floor(9)	4788.40	637.34	**14337.68**
ground Floor(10)	4989.66	664.12	**18322.42**
Basement floor(11)	**5071.05**	674.96	**21022.25**

***Vu=Fx*0.1331**

Mu =Vu*h

Note: - the Design will be for the Basement part of the Shear wall.

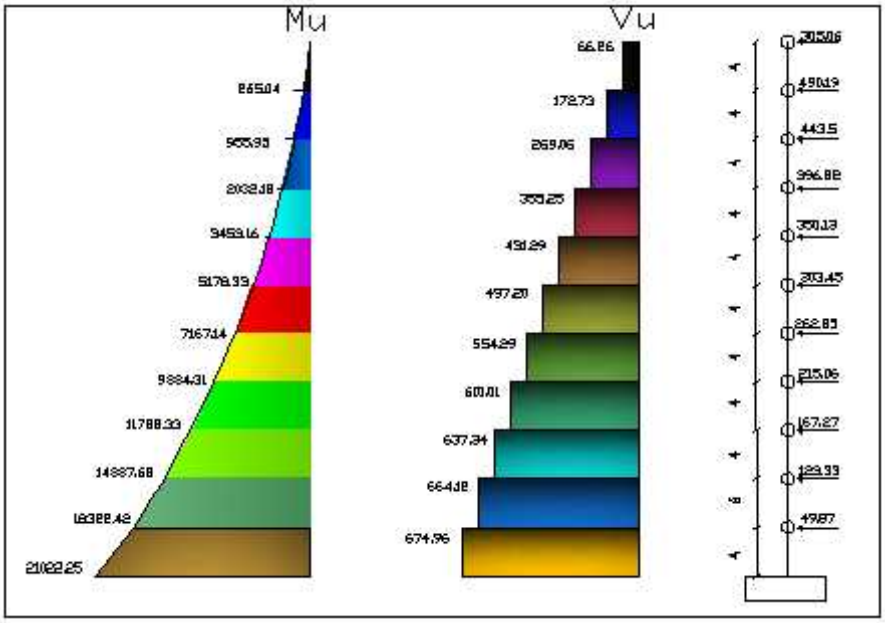


Fig.(4-32) moment and shear diagram

Design of Reinforcement:-

-Internal Forces:-

Mu = 18322.42 KN.m.

Vu = 664.12 KN.

Pu (Weight of the shear wall) = 1.2*4.3 *0.25*42*25 = 1354.5KN.

1- *Design in plain Concrete:-*

$\phi Vn \geq Vu$ ……..….. (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.8).

$\phi Vn = 0.55 * 0.11\sqrt{fc'} * b * h$ ……..…. (ACI-318-22.5.4)(Eq-22.9).

Where b = LW $\Rightarrow$ (Lw: - is the length of shear wall in the direction of action).

$\phi Vn = 0.55 * 0.11\sqrt{25.5} * 4300 * 250 = 328.42KN < (Vu = 664.12KN)$.

So, Reinforcement must be provided

2- *Design of shear:-*

Vu = 664.12KN.

d = 0.8*Lw = 0.8*430 = 344cm = 3440 mm.

$$¤Vc = 0.75*\frac{1}{6}\sqrt{25.5}*250*3440 = 542.84KN.$$

$$Vs_{\min} = \frac{1}{3}*(Mpa)*b*d = \frac{1}{3}*250*3440 = 286.67KN.$$

$(¤Vc = 542.84KN) < (Vu = 664.12\ KN) < (¤Vc + ¤Vs\min = 829.5KN)$.

- **Complies with Category (4).**

$$¤V_c + ¤V_s \geq V_u$$

$$542.84 + ¤Vs \geq 664.12$$

$$¤Vs = 121.28\ KN$$

$$Vs = 161.714KN$$

$$\frac{A_V}{S}req = \frac{161.71}{420*3440} = 0.0112cm$$

$$\frac{Av}{s}req \geq (\frac{Av}{s}\min = 0.0025*h) \quad .....(ACI - 318 - 11.8.4)$$

$$\frac{A_V}{S}\min = 0.0025*25 = 0.0625cm$$

$$\frac{A_V}{S}req < \frac{A_V}{S}\min$$

$$\frac{A_V}{S}\min = 0.0625\ cm \text{ is controlled}$$

$$S_{max} = \frac{Lw}{5} = \frac{430}{5} = 86cm$$

S_{max} = 3*h = 3*25 = 75 cm

S_{max} = 45 cm ….. control

Select 2Φ10 /20cm:

$$\frac{A_V}{S} = \frac{2*0.785}{20} = 0.0785cm \succ \frac{A_V}{S}req = 0.0625cm$$

- Assume Φ 10 for shear Reinforcement.

$$S_{req} = \frac{¤*Av*fy*d}{¤Vsreq} = \frac{0.75*2*78.5*420*3440}{121.28*10^3} = 1402.2\ mm = 140.2cm.$$

Select, S = 20 cm.

So, use **Φ10@20cm**.

-S_{used} < Lw/5…… (ACI-318-11.10.9.3).

20 < (430/5 =86 cm)…….…….**OK.**

-S_{used} < 3*h ……..... (ACI-318-11.10.9.3).

20 < (3*25= 75cm) ……**OK.**

-S_{used} < 45cm……..... (ACI-318-11.10.9.3).

20 < 45cm…….....**O.K.**

So, Use Horizontal Reinforcement **= Φ10@20cm**.

3- Design of Vertical Reinforcement.

-Minimum Vertical Reinforcement:-

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\rho h - 0.0025) \text{ ……...….. (ACI-318-11.10.9.4).}$$

ρh = Horizontal reinforcement ratio.

$$\rho h = \frac{(2*(0.785)*\frac{100}{20})}{100*25} = 3.14*10^{-3}.$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{25}{430})(3.14*10^{-3} - 0.0025) = 0.00328$$

As $_{req}$= = 0.00328*100*25 = 8.2 cm^2.> Asmin= 6.25 cm^2 (For Both Faces).

As $_{req}$= = 0.01*100*25 = 25 cm^2(For Both Faces).

Use **2Φ16@15**.....As $_{provided}$ = 27.73 cm^2 > As $_{req}$ …..**OK**.

$$\frac{Av}{s} req \geq (\frac{Av}{s} \min = 0.0025 * h) \text{.....(ACI-318-11.8.4).}$$

$$\frac{2*2.08}{15} \geq 0.0025*25 \Rightarrow 0.277cm \geq 0.0625cm \text{.....O.K.}$$

- ***Design of Moment:-***

Mu = 18322.42KN.m

Design as light loaded shear wall.

(uniform distribution vertical reinforcement will neglected)

M_u = 18322.42 KN.m

$$Rn=\frac{M_u}{\phi bd^2}=\frac{18322.42*10^6}{0.9*250*3440^2}=6.88MPa$$

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

$$\rho=\frac{1}{19.37}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.37*6.88}{420}}\right)$$

$= 0.0204$

$As_{req} = 0.0049*25*344 = 175.44\ cm^2$

Ag boundry = $Cw*h=25*25=625\ cm^2$

$$=\frac{As_{boundry}}{Ag_{boundry}}\le 0.08\ .....(ACI-318)$$

$$=\frac{175.44}{625}=0.2807\ >0.08\ \ldots\ldots\ldots\ not\ ok$$

-Design as heavy loaded shear wall.

So, the Vertical reinforcement of **(Φ16@15),** will be considered.

$As(v) = 2*2.08*(430/15) = 119.25\ cm^2 = 11925\ mm^2$.

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+\left(\frac{0.85*\ \ *fc'*Lw*h}{As*fy}\right)}.$$

$$\frac{Z}{Lw}=\frac{1}{2+\left(\frac{0.85*0.85*25.5*4300*250}{11925*420}\right)}=0.167.$$

M1: moment from uniform distributed vertical reinforcement.

M1 = Φ*0.5*As(v)*fy*Lw*(1-(Z/Lw) .

M1 = 0.9*0.5*11925*420*4300*(1-0.167) = 8072.97 KN.m.

Mn = Mu / 0.9 = 18322.42 /0.9 = 20358.24 KN.m.

M2 = Mn-M1 =20358.24-8072.97= 12285.27 KN.m.

$$As_{boundary}=\frac{M2}{fy*(Lw-Cw)}.$$

Let Cw = 25 cm.

$$As_{boundary}=\frac{12285.27*10^6}{420*(4300-250)}=72.22cm^2.$$

Use **16Φ25** $As_{provided}$ =78.4 > 72.22 cm^2**……O.K.**

Note: - This reinforcement will be applied for all Floors.

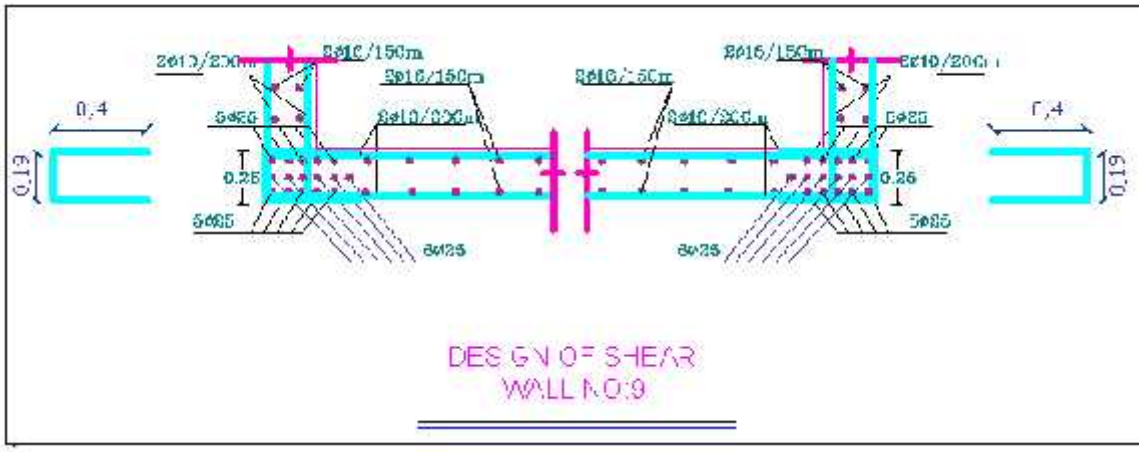


Fig.(4-33) Shear wall detail

الفصل الخامس

الاستنتاجات و التوصيات

٥-١ الاستنتاجات :

١- تعد إحدى أهم خطوات التصميم الإنشائي هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائي المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى و من ثم تجزئة هذه العناصر للتصميم بشكل مفرد .

٢- يجب على أي مصمم إنشائي تصميم العناصر بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والقدرة على استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

٣- من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليها .

٤- تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها(4.0Kg/cm2) ،وتم استخدام قواعد مربعة منعزلة أسفل كل عمود،كما تم استخدام أساسات مشتركة (Combined Footing) ، كما تم استخدام أساسات مستمرة أسفل الجدران وجسور الربط وبلاطات أرضية.

٥- أما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج (Staad Pro) في التحليل فقط ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويًا وكانت النتائج متطابقة مع التحليل، كما تم استخدام برنامج (Atir Software)وبرنامج (prokon) في التحليل وفي تصميم بعض العناصر الإنشائية بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وكانت النتائج متطابقة.

٦- بعد ذلك تم عمل مراجعة لكافة المخططات التنفيذية لتعديل ما اختلف فيها من أمور.

٧- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الحمال الأردني ،وتم اعتماد الكود الاوروبي في تحليل جدران القص.

٨- من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكله ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس

٥-٢ التوصيات:

- ينصح في تنفيذ المشروع من خلال لجنة هندسية متخصصة تتابع العمل و مطابقة ما يتم على ارض الواقع وما بداخل المخططات .
- ينصح في أثناء التنفيذ بمراجعة كتاب المواصفات الفنية والهندسية الأردني الصادر عن وزارة الأشغال العامة .
- في حال تبين أن قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اقل من القوة المعمول بها في التصميم يجب إعادة تصميم الأساسيات للمشروع وفقا للقوى الجديدة .
- يجب استكمال عمل التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة .
- بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية و الإعداد المفصل للمخططات الإنشائية فان المشروع جاهز للتنفيذ.

المصادر والمراجع

١. واكد، خليل إبراهيم، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ، دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع، جمهورية مصر العربية، ٢٠٠١م.

٢. مجلس البناء الوطني الأردني، **كود البناء الوطني الأردني**، كودة الأحمال والقوى ،عمان ،الأردن، ١٩٩٠م.

3. A. M. Neville, **Properties of concrete**, Third edition, Longman scientific technical.
4. American Concrete Institute (A.C.I.) , **Building Code Requirement for structural concrete** (ACI - 318M – 05).
5. Uniform Building Code (UBC-97).

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

Notes:

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

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

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

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

Table 3.6.1 Maximum Reinforcement Ratio ρ for Singly Reinforced Rectangular Beams (Corresponding to $0.75\rho_b$).

f_y	f'_c = 3000 psi β_1 = 0.85	f'_c = 3500 psi β_1 = 0.85	f'_c = 4000 psi β_1 = 0.85	f'_c = 5000 psi β_1 = 0.80	f'_c = 6000 psi β_1 = 0.75
40,000 psi	0.0278	0.0325	0.0371	0.0437	0.0491
50,000 psi	0.0206	0.0241	0.0275	0.0324	0.0364
60,000 psi	0.0160	0.0187	0.0214	0.0252	0.0283
f_y	f'_c = 20 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 25 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 30 MPa β_1 = 0.85	f'_c = 35 MPa β_1 = 0.81	f'_c = 40 MPa β_1 = 0.77
390 MPa	0.0241	0.0301	0.0361	0.0402	0.0436
350 MPa	0.0196	0.0244	0.0293	0.0326	0.0354
400 MPa	0.0163	0.0203	0.0244	0.0271	0.0295
f_y	f'_c = 200 kgf/cm² β_1 = 0.85	f'_c = 240 kgf/cm² β_1 = 0.85	f'_c = 280 kgf/cm² β_1 = 0.85	f'_c = 320 kgf/cm² β_1 = 0.82	f'_c = 360 kgf/cm² β_1 = 0.79
2800 kgf/cm²	0.0256	0.0319	0.0372	0.0410	0.0444
3500 kgf/cm²	0.0197	0.0236	0.0276	0.0304	0.0330
4200 kgf/cm²	0.0153	0.0184	0.0214	0.0236	0.0256

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسارح ودور السينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس	مقاعد ثابتة	4.000	-
	والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600

جدول رقم (٦) الأحمال الحية للأرضيات و العقدات