بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمركز الأبحاث التطبيقية

فريق العمل

أسامة أحمد عبد القادر اغريب **رامي يوسف سيد أحمد**

رشاد ملايشة

إشراف

د.ماهر عمرو

مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون ثاني - ٢٠٠٩

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمركز الأبحاث التطبيقية

فريق العمل

اسامة أحمد عبد القادر اغريب رامي يوسف سيد أحمد

رشاد ملايشة

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

توقيع المشرف
د.ماهر عمرو
.....

توقيع اللجنة المناقشة

..... **.....**

توقيع رئيس الدائرة
د.هيثم عيّاد
.....

كانون ثاني - ٢٠٠٨

الإهداء

قلوبنا مدينة لأناس سنحتفظ لهم بذكريات في أعماقنا ....ولن يتمكن غبار السنين من اخفاء ملامحهم. .....
وسنظل نذكرهم بشوق ونحتويهم بحنين .....نهدي هذا العمل المتواضع .....

إلى من كلماتها نور يسري في كياني...أسمعها منها بقلبي وبكل مشاعري.....أمي
إلى من سابقَ الفجرَ يسعى في الصباح ولا يعودُ إلا وضوءُ الشـــــمـــــس قد حُجب....أبي
إلى من تشبث الفؤاد بهم وأحبهم ...إلى سندي .....أخوتي
إلى من هم أكرم منا جميعا .....الشهداء
الى الوطن الغالي .....فلسطين
الى روح الشهيد القائد .....ابوعمار

لهم منا جميعا هذا العمل المتواضع

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وانبت ينعه وزاد حصاده إلى الشكل الذي هو عليه،إلى :

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

- جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور ماهر عمرو، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

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

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

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمركز الأبحاث التطبيقية

فريق المشروع

أسامة أحمد اغريب **رامي يوسف سيد احمد**

رشاد ملايشة

إشراف
د. ماهر عمرو

هدف هذا المشروع هو التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من جسور وأعمدة وأساسات وغيرها من العناصر الإنشائية.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة لمثل هذا المشروع في جامعة بوليتكنيك فلسطين. ولقد صمم هذا المبنى لتغطية العجز الموجود في وحدات البحث العلمي بالجامعة.

يتكون المشروع من **أربع طوابق بمساحة ٨٧٥م**^{2} للطابق تقريبا، بحيث يحتوي كل طابق على العديد من الفعاليات المختلفة وظيفيا مثل مختبرات البحث العلمي **و مكاتب** الباحثين **وقاعات** الجلوس، و الموزعة معماريا بشكل مناسب.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،واستخدام (UBC-97) لتحديد أحمال الزلازل ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي**فقد تم** تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI_2005) ، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل Autocade2007 , Atir , Microsoft Office 2007 , Staad-Pro وغيرها.

ولقد تم مراجعة كافة الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

The Structural Design for research center

Project Team

OsamaA. Ghraib **Rami S. Ahmad**

Rashad Malysheh

Palestine Polytechnic University

Supervisor
Dr. Maher Amro

The aim of this project is to perform the structural design for all structural elements such as ribs, beams, columns, and foundations and all other structural elements.

This project has been selected because of the requirements for such project In Palestine Polytechnic University, it was designed with a capacity that will cover the shortage in capacity for the research units.

This project consists of four floors with an approximate area for each floor equals 850 m^2, where each floor has many functions that differs from one to another in its goal such as lecture halls, research laboratories, sitting areas ….etc. , that are distributed in an appropriate architectural distribution.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, UBC-97 was used for seismic loads determination, where ACI-05 code is to be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2006, Staad-Pro, Atir, and Office2007….etc.

فهرس المحتويات

الصفحات التمهيدية

الصفحة

صفحة العنوان	i
شهادة تقييم مشروع التخرج	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
خلاصة المشروع	v
Abstract	vi
فهرس المحتويات	vii
فهرس الجداول	xi
فهرس الأشكال والرسومات	xiii
List of Abbreviations	xiv

الفصل الأول

المقدمة

الصفحة

(1-1) نظرة عامة	**٢**
(2-1) مشكلة البحث	**٣**
(3-1) أسباب اختيار المشروع	**٤**
(4-1) الهدف من إجراء المشروع	**٤**
(٥-١) خطوات المشروع	**٤**
(٦-١) محتويات المشروع	**٨**

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

الصفحة

(2-1) المقدمة 10
(2-2) الموقع العام للمشروع 11
(2-3) العناصر المعمارية للمشروع ١٥
(2-4) الواجهات ١٩

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

الصفحة

(3-1) المقدمة ٢٣
(3-2) هدف التصميم الإنشائي ٢٣
(٣-3) مراحل التصميم الإنشائي 24
(3-4) الأحمال 24
(3-4-1) الأحمال الميتة 25
(3-4-2) الأحمال الحية 26
(3-4-3) الأحمال البيئية 27
(3-4-٣-١) أحمال الرياح 28
(3-4-٣-٢) أحمال الثلوج ٣٠
(3-4-33-) أحمال الزلازل 31
(3-5) الاختبارات العملية 31
(٣-٦)العناصر الإنشائية المكونة للمبنى 32
(3-6-1) العقدات 32
(3-6-3) الأدراج 36
(3-6-3) الجسور 37
(3-6-4) الأعمدة 39
(3-6-5) جدران القص 40
(3-6-6) السلاسل 41
(٣-٦-٧)فواصل التمدد ٤٢
(3-7) برامج الحاسوب التي تم استخدامها ٤٢

Chapter Four

Structural Analysis and Design

	Page
(4.1) Introduction	44
(4.2) Slab thickness Calculation	45
(4.2.1) Thickness of one-way slab	45
(4.2.2) Thickness of two-way slab	45
(4.2.3) Thickness of kalkal slab	٤٨
(4.3) Design of slabs	49
(4.3.1) Calculation of dead and live loads for one way rib slab	49
(4.3.2) Calculation of dead and live loads for two way rib slab	50
(4.3.3) Calculation of dead and live loads for kalkal slab	51
(4.3.4) Design of topping for one way ribbed slabs	52
(4.3.5) Calculate of ultimate moment (one-way)	٥٢
(4.4) Design of Rib (#4) at Ground Floor	54
(4.4.1) Design of positive moment for the selected rib at ground floor	55
(4.4.2) Design of negative moment for the selected rib at ground floor	57
(4.4.3) design of shear for the selected rib at ground floor	58
(4.5) Design of two way rib	59
(4.5.1) In x- direction	60
(4.5.2) Design of shear for the selected Rib in X-direction at ground floor	61
(4.5.3) In Y-direction	61
(4.5.4) Design of shear for the selected Rib in Y-direction at ground floor	62
(4.6) Design of rib (#11)in kalkal slab at ground floor	63
(4.6.1) Design of positive moment	65
(4.7.2) Design of shear for the selected rib	67
(4.7) Design of beam (B9) at third floor	٦٨
(4.7.1) Design of positive moment for (span #1)	69
(4.7.2) Design of negative moment between span (#1) & (#2)	71
(4.7.3) Design of positive moment for (span #2)	72
(4.7.4) Design of negative moment between span (#2) & (#3)	74
(4.7.5) Design of shear for the selected beam	75

(4.8) Design of Column (C8) at ground floor 78
(4.9) Design of Circular Column (C43) at first Floor 80
(4.10): Design of Isolated footing (F7) 82
(4.10.1) Determination of Loads & Area of footing ٨٢
(4.10.2) depth Determination by check of punching 83
(4.10.3)Determination of bearing pressure 84
(4.10.4)Design of Bending 84
(4.10.5) Design of Dowels 86
(4.11) : Design of strip footing 86
(4.11.1)Determination of footing depth 86
(4.11.2) Determination of reinforcement for moment strength 87
(4.11.3) design of longitudinal bars 88
(4.11.4) Design of Dowels 88
(4.12) Design of mat foundation 88
(4.12.1) Determination of Loads & Area of foundation 89
(4.12.2) Depth Determination by check of punching 90
(4.12.3)Determination of bearing pressure 90
(4.12.4) Moment calculation at the required sections for design 91
(4.12.5) Design of reinforcement 93
(4.13) Design of stairs 93
(4.13.1) loads of landing 94
(4.13.2) Design of shear 95
(4.13.3) Design Moment 96
(4.13.4) Design of secondary reinforcement 96
(4.13.5) Design of Landing 98
(4.14) Design of solid slap of stairs 99
(4.14.1) Design of bending moment 102
(4.14.2) Design of shear

(4.15) Shear wall design 103
(4.14.1) General definitions for seismic load calculation 103
(4.14.2) seismic load calculation of wall (SW 10) 105
(4.14.3) load calculation of wall (SW 10) 106
(4.14.4) Design of reinforcement of wall (SW 10) 107

الفصل الخامس

المخططات الإنشائية للمشروع ١١١

الفصل السادس

الاستنتاجات والتوصيات

(٦-١): التوصيات ١١٥
(٦-٢): الاستنتاجات ١١٦

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول(١-١) الجدول الزمني للفعاليات في المشروع	٦
جدول(٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الأردني	٢٦
جدول(٣-٢): الأحمال الحية لعناصر المبنى حسب الكود الأردني	٢٧
جدول(٣-٣): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني	٣٠

فهرس الأشكال والرسومات

الشكل	رقم الصفحة
الشكل(١-١) صورة ثلاثية الأبعاد لمركز البحوث التطبيقية	٣
الشكل(١-٢): مراحل القيام بالمشروع	٧
الشكل(٢-١): موقع الجامعة	١٢
الشكل(٢-٢): الموقع العام	١٣
الشكل(٢-٣) الفرق في مناسيب الأرض	١٤
الشكل (٢-٤) المداخل والممرات والأدراج في الطابق الأرضي .	١٦
الشكل(٢-٥) الممرات والأدراج في الطابق الثالث .	١٦
الشكل(٢-٦): الواجهة الرئيسية.	١٩
الشكل (٢-٧): الواجهه الجنوبية	٢٠
الشكل (٢-٨) :الواجهة الغربية	٢٠
الشكل (٢-٩):الواجهة الشمالية	٢١
الشكل(٣-١) صورة تبين الأحمال الميتة في المباني .	٢٥
الشكل (٣-٢) أحمال الرياح على المبنى .	٢٨
الشكل (٣-٣) صورة طبيعية تبين أحمال الثلوج على المنشآت .	٣٠
الشكل(٣-٤): العقدة ذات العصب باتجاه واحد.	٣٣
الشكل(٣-٥): العقدة ذات العصب باتجاهين.	٣٤
الشكل(٣-٦): العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد.	٣٥
الشكل(٣-٧): العقدة المصمتة ذات الاتجاهين.	٣٦
الشكل(3-٨): الدرج.	٣٧
الشكل(3-٩): جسر مسحور وآخر مدلى.	٣٨
الشكل(3-10): يبين أنواع الأعمدة المستخدمة.	٣٩
الشكل(3-11): يبين جدار المقاومة لقوى القص.	٤٠
الشكل(٣-١٢) أساس منفرد .	٤١

List of Figures

Description **page**

Fig. (4-1): Beam 6+7+8 46
Fig. (4-2): Beam(9) 46
Fig. (4-3): Beam 5 46
Fig. (4-4): RIB 47
Fig. (4-5): Section in one-way ribbed slab. 49
Fig. (4-6): Section in two-way ribbed slab. 50
Fig. (4-7): Section in kalkal slab 51
Fig. (4-8): Ribs and beams distribution 54
Fig. (4-9): Spans of Rib 54
Fig. (4-10): Moment Diagram of Rib 55
Fig. (4-10): Shear Diagram of Rib 55
Fig. (4.12): Fig. (4-12): Cross Section for Rib where positive moment is applied 56
Fig. (4-13): Cross Section for Rib where negative moment is applied. 58
Fig. (4-14): The Selected rib 59
Fig. (4-15): Ribs and beams distribution 63
Fig. (4-16): spans of rib 63
Fig. (4-17): shear diagram of rib 64
Fig. (4-18): moment diagram of rib 64
Fig. (4-19): Cross section for rib where the positive moment is applied 65
Fig. (4-20): The Selected Beam 68
Fig. (4-21): spans of the beam 68
Fig. (4-22): Moment Diagram for the Selected Beam 69
Fig. (4-23): Shear Diagram for the Selected Beam. 69
Fig. (4-24): cross section for positive moment at span #1 70
Fig. (4-25): cross section for negative moment between span (#1) &(#2). 71
Fig. (4-26): cross section for positive moment at span #2 73
Fig. (4-27): cross section for negative moment between span (#2) & (#3). 74
Fig. (4-28) :Column section 78
Fig. (4-29): Column ties 79
Fig. (4-30): Circular column section (C7) 81
Fig. (4-31): Isolated footing 82
Fig. (4-32): Shear critical section 83
Fig. (4-33): Applied bearing pressure 84
Fig. (4-34): Moment section 84

Fig. (4-35): Strip footing section 86
Fig. (4-36): Mat foundation section 88
Fig. (4-37): Bearing pressure diagram 90
Fig. (4-38): Required section for design of mat foundation 91
Fig. (4-39): Loads of stairs 93
Fig. (4-40): Moment and Shear diagrams for shear wall 106
Fig. (4-41): shear wall numbers 107

List of Abbreviations

- **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).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to cancroids of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **I** = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **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.
- **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).
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.

التصميم الإنشائي
لمركز الأبحاث التطبيقية
فريق العمل:
اسامة اغريب
رامي سيد أحمد
رشاد ملايشة

الفصل الأول

المقدمة

(١-١)نظرة عامة

(١-٢)مشكلة البحث.

(١-٣)أسباب اختيار المشروع

(١-٤)الهدف من إجراء المشروع.

(١-٥)خطوات المشروع.

(١-٦)محتويات المشروع.

الفصل الأول

المقدمة

(١-١) نظرة عامة:

منذ تأسيسها شهدت جامعة بوليتكنك فلسطين تطورا مستمرا وتميزا فيما تطرحه من برامج أكاديمية تتسم بمواكبة متطلبات التنمية والتطور في المجتمع الفلسطيني مع التركيز على جودة و نوعية التعليم المقدم وربطه بالجوانب العلمية والميدانية الأمر الذي ميز خريجيها وانعكس بشكل ملموس على قدرتهم التنافسية وحصولهم على معدلات توظيف قياسية في سوق العمل. و في السنوات الأخيرة بدأت الجامعة تولي اهتماما متزايدا بالبحث العلمي لما له دور مهم في رفع مستوى الجامعة محليا و إقليميا.

وسعيا لتحقيق رسالتها على أكمل وجه فقد أولت الجامعة الأبحاث التطبيقية ونقل التكنولوجيا أهمية خاصة، و لقد برز ذلك جليا في السنوات القليلة الماضية بإنشاء الجامعة لوحدتي بحث وتطوير، وهذه الوحدات هي، وحدة الطاقة البديلة والبيئة، وحدة التكنولوجيا الحيوية للتدريب و الأبحاث.

ولقد أظهرت الجامعة تصميمها على النهوض بالبحث العلمي حين اتخذت قرارا سنة ٢٠٠٥ تم بموجبه تحويل دائرة البحث العلمي إلى عمادة للبحث العلمي ، إضافة إلى إنشاء مجلس للبحث العلمي الذي يضم عميد البحث العلمي إضافة إلى أكاديميين من أصحاب الخبرة و الكفاءة العلمية يمثلون الكليات و مراكز البحث و التطوير في الجامعة. ولقناعة الجامعة بأهمية الدور الذي تلعبه برامج الدراسات العليا برصد النشاطات البحثية بدأت الجامعة بالتخطيط لإطلاق مجموعة من برامج الدراسات العليا

كالرياضيات التطبيقية، هندسة الميكاترونكس، هندسة الاتصالات، و التكنولوجيا الحيوية. و لقد تم فعـــلا بداية عام ٢٠٠٦/٢٠٠٧ إطلاق أول برنامج للدراسات العليا وهو برنامج الرياضيات التطبيقية.

الشكل(١-١) صورة ثلاثية الأبعاد لمركز البحوث التطبيقية

(١-٢) مشكلة البحث:

المشروع يبحث في التصميم الإنشائي وكافة العناصر في مركز البحوث التطبيقية ، ويشمل التصميم الإنشائي دراسة مواقع الأعمدة وتحديد أنواع العناصر الإنشائية الحاملة وكذلك تحديد الهيكل الإنشائي للمبنى ، وتحليل وتصميم كافة العناصر الإنشائية من أساسات وجدران قص وأعمدة وعقدات وجسور .

(3-1) أسباب اختيار المشروع:

١. اكتساب المهارة في القيام بالتصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق ومتعدد العناصر الإنشائية.

٢. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج عبارة عن مشروع قابل للتنفيذ .

٣. الحاجة الماسة لوجود بناء مستقل يكون بمثابة مركز للأبحاث التطبيقية لتلبية حاجات الجامعة الحالية و ليتناسب مع الخطط المستقبلية لتطوير البحث العلمي في الجامعة.

(4-1) الهدف من إجراء المشروع:

١. يكمن الهدف من المشروع في عمل التصميم الإنشائي الكامل للمبنى الذي سبق ذكره .

٢. القيام بإعداد المخططات الإنشائية التنفيذية الكاملة للمبنى المذكور.

٣. افتقار الجامعة لبناء متخصص للبحث العلمي ونشاطاته وما يرتبط به من النواحي الأكاديمية و الإدارية حيث أن الجامعة تواجه ضيق في المساحة المتوفرة لعمل الوحدات البحثية .

(5-1) خطوات المشروع:

يتلخص العمل في المشروع بالخطوات التالية:

١. دراسة المخططات المعمارية المتوفرة للمبنى، مع إجراء كافة التعديلات المعمارية عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢. دراسة الآلية الأنسب لتوزيع الأعمدة مع عدم تعارضها مع العناصر المعمارية المختلفة وتجنب التأثير عليها قدر الإمكان .

٣. دراسة المبنى إنشائيا بهدف تحديد أنواع العناصر الإنشائية ، وكذلك تحديد الأحمال وتحديد النظام الإنشائي الأنسب بناءا على أسس علمية .

٤. عمل التحليل الإنشائي للعناصر.

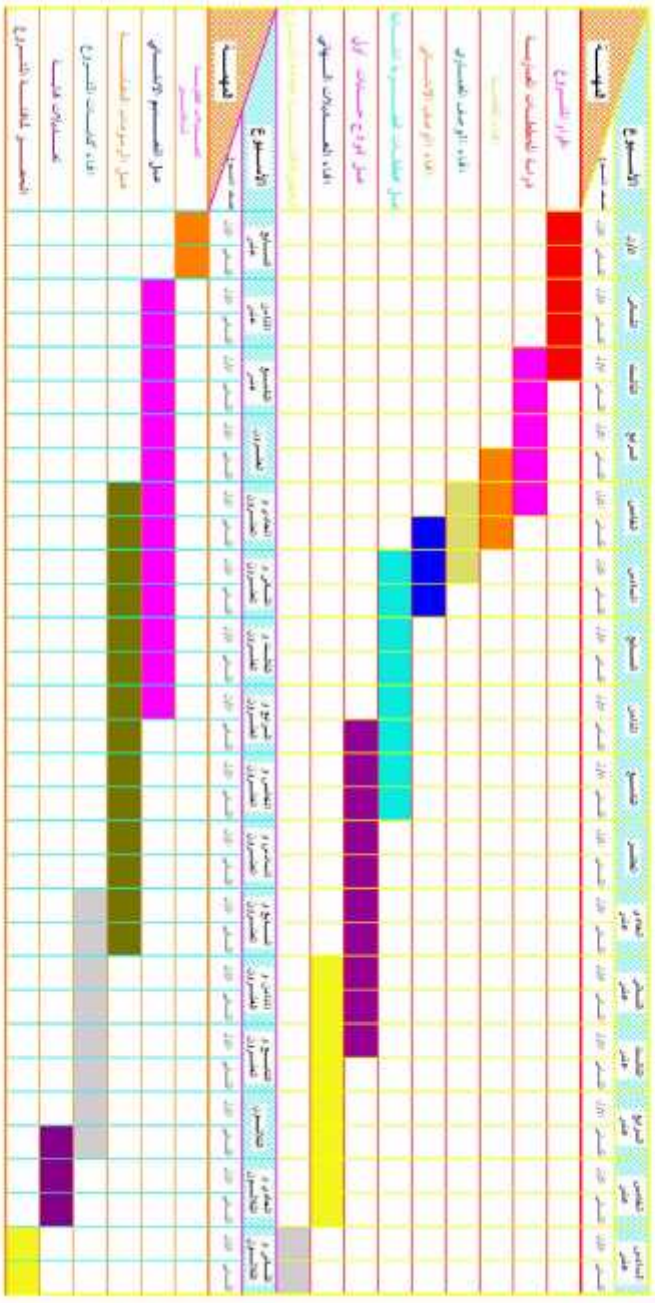
٥. التصميم الإنشائي لهذه العناصر بما تحويه من إنشاءات خراسانية .

٦. إعداد المخططات التنفيذية للمشروع.

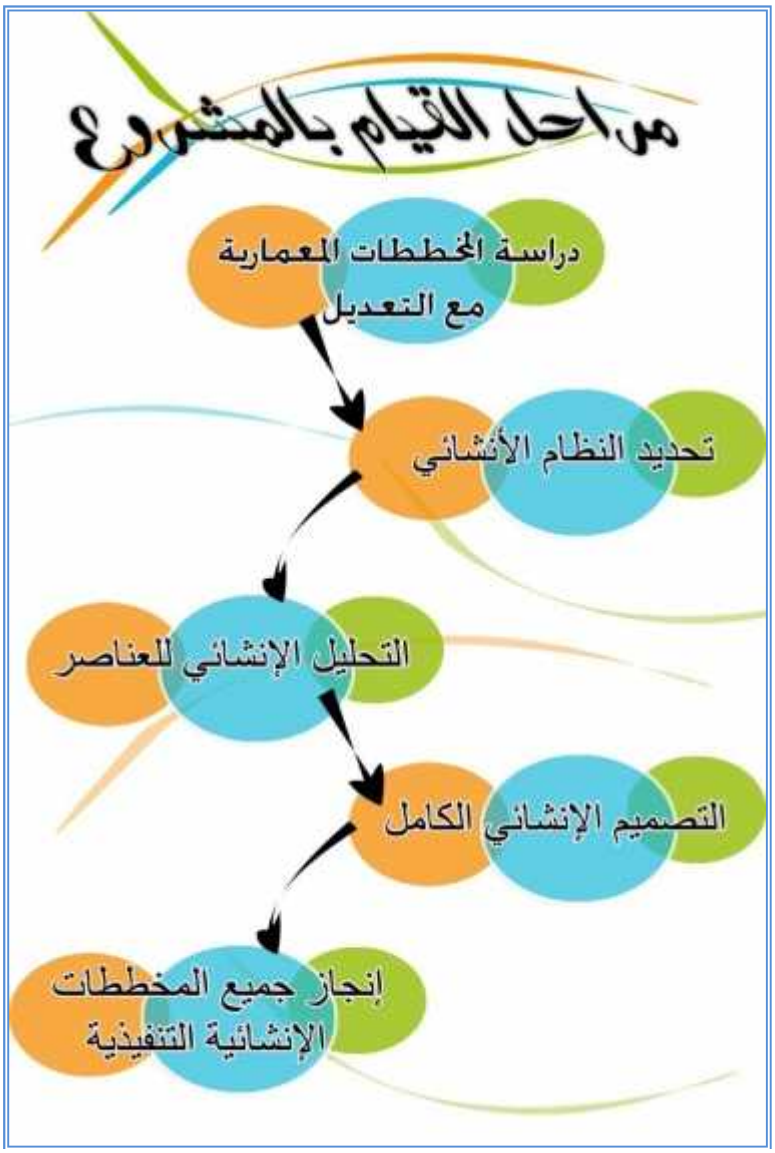
٧. كتابة المشروع وإخراجه بصورة نهائية .

ولقد تم تحديد الفترة الزمنية لكل مرحلة من مراحل المشروع وتم توضيحها في الجدول الزمني للفعاليات ، جدول رقم (١-١) .

جدول رقم (١-١) الجدول الزمني للفعاليات في المشروع



وفيما يلي شكل يبين مراحل القيام المشروع و تقسيم الأعمال بالمشروع.



الشكل(١-٢): مراحل القيام بالمشروع

(6-1) محتويات المشروع:

بعد القيام بأي دراسة، أو أي مشروع تكون هناك خطوات محددة لتحقيق الأهداف المطلوبة من هـذه الدراسة، لذلك فقد تم ترتيب هذا المشروع على شكل خطوات منسقة ومرتبة لتحقيق الأهداف المطلوبة من إجراء هذه الدراسة، حيث يحتوي المشروع على خمسة فصول، وهي:

١. الفصل الأول: مقدمة عامة عن المشروع ومراحل تطوره.
٢. الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع وإيضاح متطلبات التصميم المعمارية للمشروع.
٣. الفصل الثالث: الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه عناصر إنشائية وأحمال واستقرارية للمبنى.
٤. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية من عقدات وأعمـدة وأعصـاب وأساسات وجدران قص وغيرها.
٥. الفصل الخامس: يتناول النتائج التي تم التوصل إليها والتوصيات المستخلصة.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) المقدمة
(٢-٢) الموقع العام للمشروع
(٢-٣) العناصر المعمارية للمشروع
(٢-٤) الواجهات

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

(٢-١) المقدمة:

إن للتصميم المعماري الناجح متطلبات مهمه يجب أن تتم حتى تلبي الوظيفة المرجوه منه واحتياجات الإنسان في العصر الحالي وتتمثل هذه الشروط في الديمومة الوظيفية، والجمال والاقتصاد ومن المهم في هذه الشروط أن تتفاعل بين بعضها وتتناغم بحيث تحقق لدينا الرؤيا الواضحة للتصميم الأمثل وبالتالي نحصل على تصميم معماري متكامل وشامل، وهذا يتحقق بفهم المطالب الوظيفية للمبنى وتوفير المساحات وكذلك أخذ الحركة بعين الاعتبار .

ومن الخطوات المهمه والضرورية التي تسبق إعداد الدراسات الإنشائية للمشروع الهندسي هي دراسة المخططات المعمارية دراسة متعمقة بحيث يسهل التعامل معها وفهم الفعاليات المختلفة التي يحتويها المبنى والعلاقات الوظيفية الرابطة بينها ، وطبيعة الحركة واستخدام هذه الأجزاء ، والتعديلات المعمارية – إن وجدت - وأمور أخرى ذات أهمية التي تعطي الصورة الواضحة للمشروع وبالتالي يكون بالإمكان تحديد أماكن الأعمدة والعناصر الإنشائية الأخرى بحيث تتناسب مع التصميم المعماري.

ويجب الإشارة هنا إلى المصمم المعماري لهذا المشروع وهو الطالب: علي أبو منشار، قسم الهندسة المعمارية في جامعة بوليتكنيك فلسطين.

(٢-٢) الموقع العام للمشروع:

يقع هذا المبنى ضمن نطاق جامعة بوليتكنيك فلسطين المقترحة في مدينة حلحول، وتمثل مساحة هـذا المشروع ٧٠٠٠م٢ حيث يوجد الإمكانية لبناء وحدات إضافية مستقبلية لهذا المشروع في حدود الموقع العام.

- **الحدود:**

من الجهة الشمالية ــ تمثل التقاء شارعين ومبنى سكن الطالبات المقترح للجامعة.

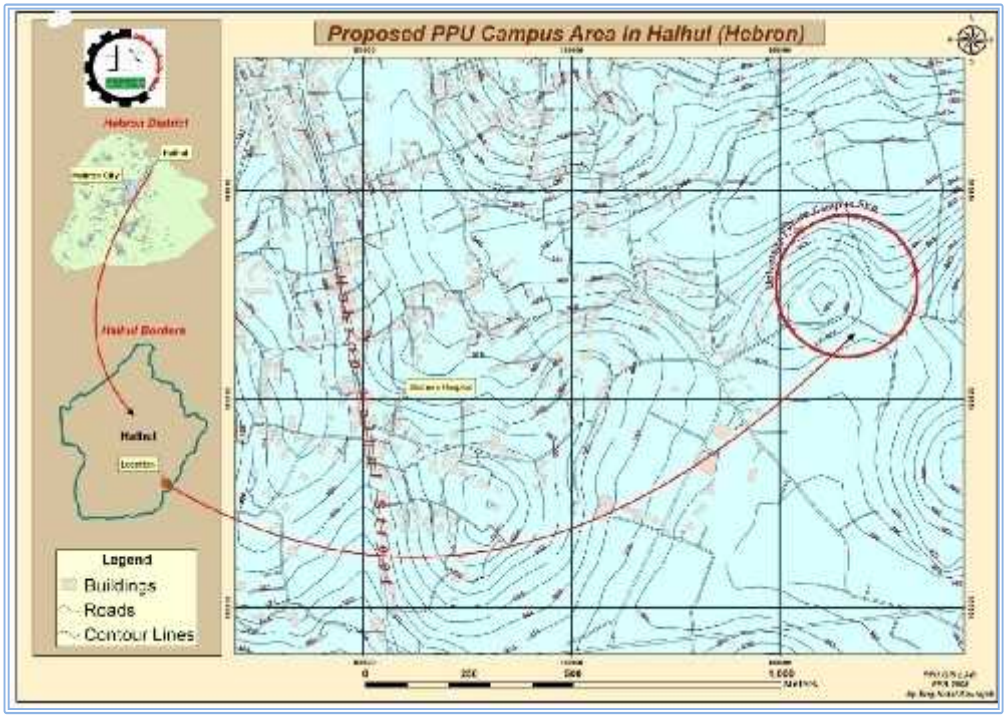
من الجهة الجنوبية ــ يوجد الموقف الخاص بسيارات الجامعة والمدخل الشرقي للحرم الجامعي.

من الجهة الشرقية ــ يحدها ارض جبلية فارغة وشارع عام.

من الجهة الغربية ــ يحدها كلية العلوم التطبيقية.

لكي يكون التصميم المعماري ناجحا يجب وضع ومعرفة الخطط المستقبلية لاحتياجات الجامعة للأخـذ بها والعمل على توفيرها وإيجادها في المخططات المعمارية المنوي عملها.

و الشكل(٢-١) يظهر موقع الجامعة مأخوذا من صورة جوية للموقـع و يظهـر عليهـا طبوغرافيـة الأرض.



الشكل(٢-١): موقع الجامعة

- **إن أهمية اختيار المشروع تتجلى في الأسباب التالية:**

١. مشروع مركز البحوث التطبيقية هو الأول من نوعه في جامعات محافظة الخليل.

٢. توفر المساحة اللازمة لهذا الحجم من المشاريع.

٣. إمكانية التوسع وإضافة أجزاء جديدة إلى المبنى وهي إحدى الخطوات المستقبلية للمشروع.

٤. توفر البيئة المناسبة للبحث العلمي حيث أن الموقع بعيد عن الضوضاء والمصانع والى ما ذلك من أمور قد تشتت تركيز الباحث.

٥. من الناحية المناخية فان حركة الشمس والإضاءة طبيعية وجيدة والتهوية ممتازة لجميع الفعاليات.

٦. إحياء تلك المنطقة عن طريق بناء الجامعة هذه المباني وذلك على مدار الساعة.

٧. توفر خدمات المياه والطرق للمشروع وكذلك الكهرباء التي تخدم المشروع بشكل أساسي .

أما بالنسبة الى الوصول الى موقع المبنى فقد تم الحرص على وجود شارع يصل بين الجامعة والشـــارع الرئيسي في مدينة حلحول بحيث تتوفر المواصلات بشكل دائم من والى الجامعة بحث لا تتعارض مع حركة التنقل بين مرافق ومباني الجامعة الأخرى.

وفيما يخص حركة الأشخاص المستفيدين من المبنى فقد تم معالجتها بوجود الممرات حول من والى المبنى وحوله لتربطه بالساحات التي تحتوي على المقاعد اللازمة والموزعة بشكل منتظم بحيث تتناغم مع المناظر الطبيعية التي تحيط بموقع المبنى.والشكل (٢-٢) يوضح الموقع العام للمشروع .

الشكل(٢-٢): الموقع العام

اما فرق الميل فقد تم الاستفادة منه في تعزيز فكرة المشروع المعمارية الأساسية ، وقد عكس ذلك على المشروع من خلال ارتفاعات المباني حيث تبدأ المباني من الأقل ارتفاعا إلى الأعلى ارتفاع ، وقد ساعد على تحقيق الفكرة التي نسعى إلى تحقيقها وجود فرق المناسيب في الأرض (حوالي 5م بين أعلى وأخفض نقطة) والشكل (٢-٣) يوضح الفرق في مناسيب الأرض .

الشكل(٢-٣) الفرق في مناسيب الأرض

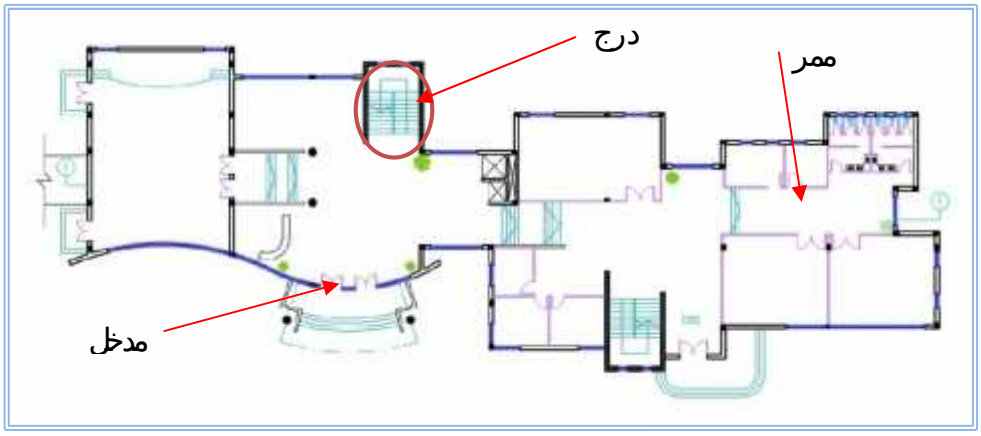
(٢-٣) العناصر المعمارية للمشروع:

(٢-٣-١) الحركة:

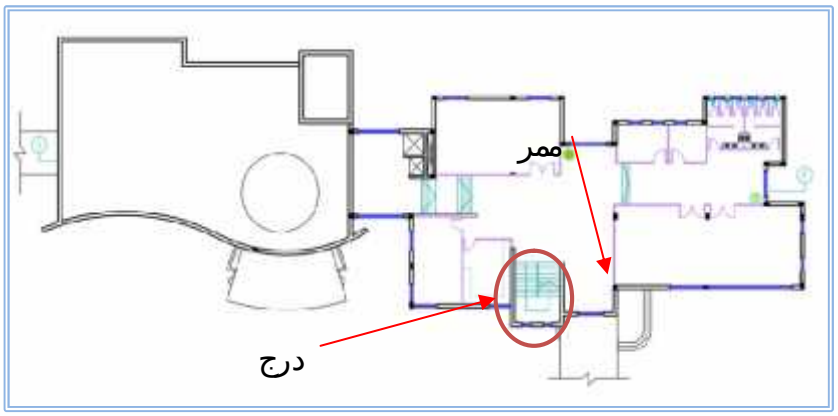
تتم الحركة داخل المبنى من خلال عده عناصر يتم بخلالها الوصول إلى الفراغات المعمارية وتتجلى في :

- **المداخل والممرات** : تخدم الممرات عملية الحركة الأفقية للأشخاص في المبنى، دون إعاقة بحيث تكون ذات عرض كافي يسمح بحرية التنقل، وتتسم الممرات داخل المبنى في هذا المشروع بعرض كافي يسمح بمرور المستخدمين وحرية الحركة الأفقية من خلال مساحات كبيرة تعمل على الربط بين الفراغات المعمارية.
- **الأدراج** : تمثل الأدراج عنصر انتقال المستخدمين بحركة عمودية (شاقولية) في المبنى، بحيث يسهل وصولهم إلى الفراغات المعمارية بسهولة .

والشكل رقم (٢-٤) و(٢-٥) يوضحان المداخل والممرات والأدراج داخل المبنى .



الشكل رقم (٢-٤) المداخل والممرات والأدراج في الطابق الأرضي .



الشكل(٢-٥) الممرات والأدراج في الطابق الثالث .

(٢-٣-٢) **الفعاليات داخل المبنى** :

- **مكاتب الباحثين**:

تم توزيع مكاتب الباحثين على جميع طوابق المشروع بحيث تخدم الباحثين بسهولة الوصول الى المختبرات العلمية التي تخدم تخصصهم وتجاربهم .

- **المختبرات و الوحدات**:

تحتل المختبرات والوحدات البحثية مكانة مميزة في المشروع بحيث تم مراعاة جميع متطلبات المختبر العلمي بشكل عام ، بحيث يحتوي المشروع على كل المختبرات اللازمة لمركز البحوث التطبيقية بحيث تخدم الباحثين في جميع نشاطاتهم وتجاربهم العلمية والبحثية ويحتوي المشروع على المختبرات والوحدات البحثية التالية: مختبر زراعة الخلايا البشرية، مختبر البحث العلمي، مختبر الالكترونيات الصناعية، مختبر الانظمة الشمسية، مختبر فحص المياه، مختبر دراسة كفاءة الطاقة، وحدة المواد الكيماوية، وحدة زراعة الخلايا النباتية.

وقد وضعت ضمن توجيه يسمح للإنارة والتهوية الطبيعية من الوصول إليها ، وبتصميم داخلي يسمح بوضع الأثاث المناسب وفق الأسس والمعايير التصميمية .

- **عناصر الخدمات**:

وجود هذه العناصر ضروري لاحتياجات المبنى، فالدورات الصحية تم توزيعها بأعداد كافيه على جميع مستويات المبنى لتخدم الموظفين والطلبة ومن كلا الجنسين، كذلك تم توفير المخازن الضرورية، وغرف للمراسلين .

- **المكتبة:**

هي بمثابة القلب العلمي والثقافي للجامعة، فهي عبارة عن مركز الحياة الفكرية في الجامعة حيث تتدفق منها المعرفة إلى جمهور الطلبة.

حيث تقع في الطابق الثاني بمساحة ٢٦٠.٨ م^{٢} تقريبا ، وهي عبارة عن مكتبه متخصصة حيث تحتوي على فراغات داخليه من أجل القراءة والمطالعة مع توفير عدد من حوامل المراجع والكتب والمجلات والدوريات.

توجيه المكتبة صحي ومناسب ، بالإضافة إلى أن موقعها يوفر جوا هادئا ومناسبا قدر الإمكان للمطالعة والقراءة بعيدا عن مسببات الإزعاج والضوضاء مع مراعاة التهوية والإضاءة الطبيعية جيدة .

- **صالة متعددة الأغراض:**

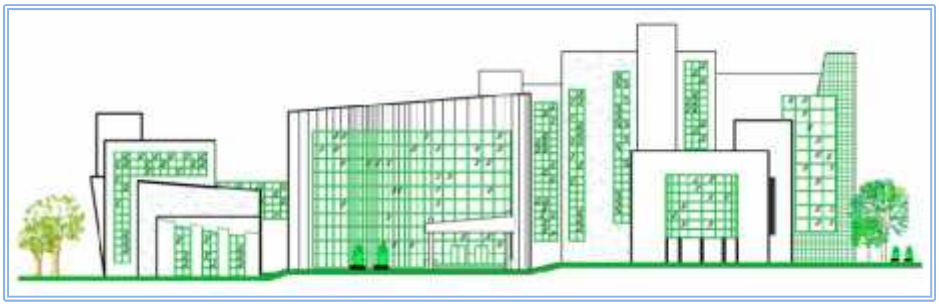
تخدم هذه الصالة جميع النشاطات الممكن حدوثها داخل المبنى من أغراض عرض ومناقشات واجتماعات وغيرها ، وتبلغ مساحة هذه الصالة ١٣٨ م^{٢} تقريبا ، وتم مراعاة سهولة الوصول إلى القاعة بوجود أكثر من مدخل ومراعاة عدم حدوث الازدحام.

(٢-٤) الواجهات:

يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية ، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع، وتم استخدام الكتل الزجاجية المكونه من الألمنيوم والزجاج.

١- **الواجهة الرئيسية:**

ويلاحظ في هذه الواجهة شكل (٢-٦) وجود الكتل المتدرجة بشكل رأسي وكذلك يظهر فيها استخدام الكتل الزجاجية، واختلاف أبعاد الفتحات في الواجهة وأشكالها .



الشكل(٢-٦): الواجهة الرئيسية.

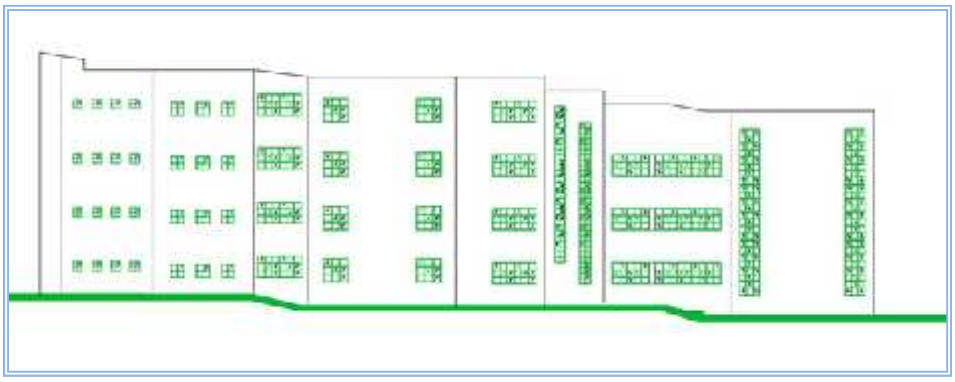
٢- الواجهة الشرقية :

يظهر في هذه الواجهة بروز الكتل المعمارية وتداخلها الذي يعطي الواجهة الشكل المعماري المتميـز واللافت للنظر من خلال الكتل الزجاجية التي تظهر في المبنى من خلال الشكل (٢-٧) .

الشكل (٢-٧): الواجهه الجنوبية

٣- الواجهة الجنوبية :

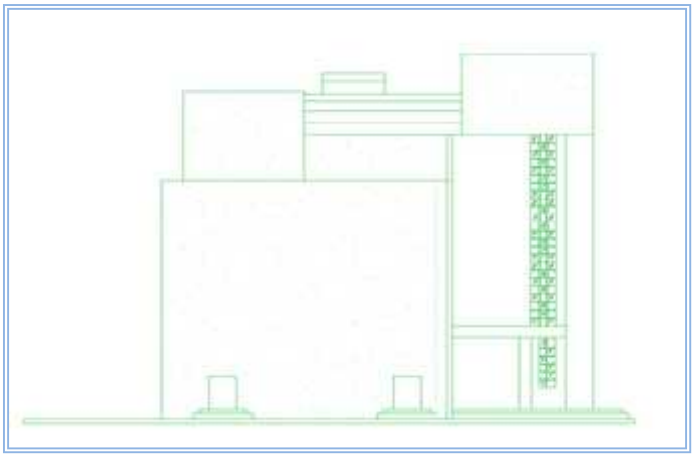
يظهر في هذه الواجهة بشكل واضح تنوع الفتحات المعمارية وكذلك اختلاف أبعاد وأشكال الفتحات ، ويظهر جليا الميل في منسوب الأرض ، الذي أدى بدورة إلى تدرج المبنى بشكل رأسي وإعطاءه منظرا معماريا جميلا كما في الشكل (٢-٨) .



الشكل (٢-٨) :الواجهة الغربية

٤- الواجهه الشمالية :

يظهر في الواجهة الشمالية التدرج في الكتل المعمارية ، وكذلك يظهر الكتل الزجاجية التـــي تمثـــل الفتحات في الواجهة ، ويتضح ذلك في الشكل (٢-٩) .



الشكل (٢-٩):الواجهة الشمالية

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى

(٣- ١) مقدمة

(٣- ٢) هدف التصميم الإنشائي

(٣-٣) مراحل التصميم الإنشائي

(٣- ٤) الأحمال

(٣- ٥) الاختبارات العلمية

(٣- ٦) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمبنى

(1-3) المقدمة:

إن معرفة العناصر الإنشائية المكونة لأي مشروع من الأمور الأساسية في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة ، وذلك مقارنة بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر للحصول على النظام الإنشائي الأكثر أمنا والأوفر اقتصاديا .

ويتناول هذا الفصل دراسة العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع من أعمدة وجسور وعقدات وغيرهـــا ، وكذلك الأحمال الواقعة على المبنى وذلك باستخدام المعايير والكودات المختلفة.

(2-3) هدف التصميم الإنشائي:

الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن ، وقادر على تحمل القوى الواقعة عليه ، بحيث يلبي المنشأ متطلبات ورغبات المستخدمين ، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناءا على ما يلي :

- عامل الأمان (factor of safety) يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة علـــى تحمل القوى والاجهادات الناتجة عنها .
- التكلفة الاقتصادية (Economy) يتم تحقيقها عن طريق اختيار مواد البناء المناسبة وعن طريـــق اختيار مقطع مثالي منخفض التكلفة .
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث تجنب الهبوط الزائد (deflection) والتشققات (cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين .
- الحفاظ على التصميم المعماري .

(٣-3) مراحل التصميم الإنشائي:

في عملية التصميم الإنشائي لهذا المنشأ سيتم توزيع المهام إلى مرحلتين رئيسيتين:

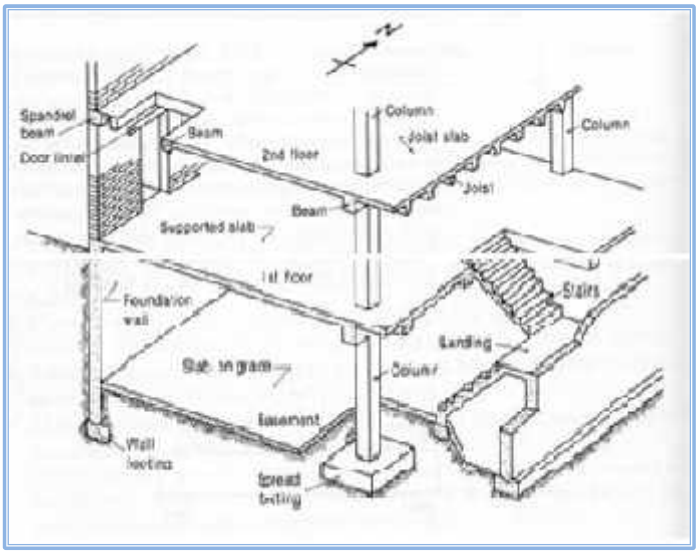
١. المرحلة الأولى: و تتمثل في تحديد النظام الإنشائي الامثل مع الحفاظ على التصميم المعماري للمشـــروع ، ثـــم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة.

٢. المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل عنصر من عناصر المنشأ بشكل مفصل ودقيق وفقـــا للنظـــام الإنشائي المختار و عمل المخططات الانشائية القابلة للتنفيذ.

(4-3) الأحمال:

وهي مجموعة القوى التي تتعرض لها العناصر المختلفة ، ويجب حساب جميع الأحمال بدقة التي يتعرض لها كل عنصر ، ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي العناصر الإنشائية المكونة للمنشأ كالتالي :

(1-4-3) الأحمال الميتة:



الشكل(٣-١) صورة تبين الأحمال الميتة في المباني .

وهي القوى الدائمة والناتجة من قوى الجاذبية الأرضية والتي تكون ثابتة من حيث المقدار والموقع ولا تتغير خلال عمر المبنى ، وتتمثل هذه الأحمال في وزن العناصر الإنشائية وأوزان العناصر المرتكزة عليها بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط ، بالإضافة إلى وزن أي جسم ملاصق للمبنى بشكل دائم ، وتتم عملية حساب وتقدير الأحمال من خلال معرفة أبعاد هذه العناصر الإنشائية والكثافة النوعية للمواد المستخدمة في عملية تصنيع العناصر الإنشائية ، وهي تشمل في أغلب الأحيان على : الخرسانة ، وحديد التسليح ، والقصارة ، والطوب ، والبلاط ومواد التشطيبات ، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى في الخارج ، وهناك أيضا أنابيب التمديدات بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى .

والجدول رقم (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

جدول(٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الأردني

No.	Material	Specific Weight KN/m^3
1	Tile	23
2	Sand	١٧
3	Reinforced Concrete	25
4	Hollow Block	10
5	Plaster	22
6	Mortar	22
7	kalkal	0.1

(2-4-3) الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع والمتعلقة بتغير المكان والزمان وتغير الاستخدام ، ويمكن لهذه الأحمال أن تتواجد من وقت على آخر بمعنى يمكن أن تكون موجودة أو لا ، وذلك حسب طبيعة المنشأ ، وتحوي هذه الأحمال كل من الأشخاص والأثاث والأجهزة والمعدات والمواد المخزنة وغيرها ، ويمكن الحصول على مقدار هذه الأحمال بعد تحديد نوع وطبيعة استخدام المبنى أو المنشأ من الجداول المعدة لهذا الغرض في الكودات المختلفة.

والجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

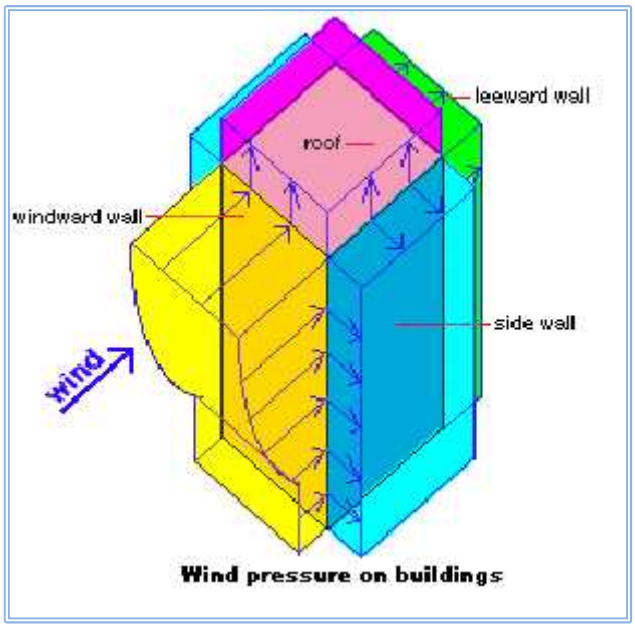
جدول(٣-٢): الأحمال الحية لعناصر المبنى حسب الكود الأردني

NO.	Type of Area	Live Loads (KN/m^2)
1	Lecture halls	٥
٢	Roof (including snow loads)	2
٣	Cafeteria	٥
٤	Stairs	5
٥	Corridors	4
٦	Laboratories	3
٧	Ateliers	٥
٨	Offices	2
٩	Work Shops	5
١٠	Elevator	10

(3-4-3) الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهي تختلف في المقدار والاتجاه من منطقة لأخرى، و تعتبر جزء من الأحمال الحية وتوضيحها كما يلي:

(1-3-4-3) أحمال الرياح:



الشكل (٣-٢) أحمال الرياح على المبنى .

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، وعملية تحديد أحمال الرياح تتم اعتمادا على سرعة الرياح القصوى وتتغير بتغير ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى ن وسيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم الرياح الأفقية وهذا يظهر في المعادلة التالية :

$$Q= 0.613\ (V_z)^2$$

$$V_z = V.S_1.S_2.S_3$$

حيث أن :

Q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2).

V_z : السرعة التصميمية للرياح وهي سرعة الريح على ارتفاع محدد والتي يتعين تصميم المبنـــى أو المنشـــأ لمقاومتها ووحدتها (m/s) .

S_1 : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم ١٣ من الكود الأردني .

S_2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٤ من الكود الأردني.

S_3: معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم ١٥ من الكود الأردني .

وبالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :

S_1: 1.0

S_2 :0.96

S_3 : 1.0

V: 35 (m/s) ……4/5/3-b

⇨ $V_z = 35*1.0*0.96* 1.0 =33.6$ (m/s)

⇨ $Q= 0.613*(33.6)^2 =692.05\ N/m^2 = 0.692\ KN/m^2$

وسيتم الاعتماد على هذه القيمة من الضغط الديناميكي للرياح للحصول على القوى التصميمية لفعل الرياح .

(2-3-4-3) أحمال الثلوج:

الشكل (٣-٣) صورة طبيعية تبين أحمال الثلوج على المنشآت .

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر وباستخدام الجـــدول رقـــم (٣-٣) الموضح أدناه حسب الكود الأردني.

جدول(٣-٣): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح البحر (h)	أحمال الثلوج

(kN /m²)	(m)
0	250>h
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (1001م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

SL = (h-400) / 400

SL = (1001 – 400) / 400 = 1.5 KN/m²

(3-3-4-3) أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازت أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، تنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

(٣-5) الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف

التربة عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

(6-3) العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني الهيكلية من الخرسانة المسلحة من مجموعة أعضاء إنشائية مختلفة والتي تتقاطع مع بعضها البعض لتقاوم الأحمال الموضوعة على المبنى ، وبالتالي فإن المباني الهيكلية المسلحة تتكون من مجموعة رئيسية من الأعضاء الإنشائية وهذه الأعضاء يمكن تلخيصها في الآتي :

(1-6-3) العقدات:

وهو عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بنقل الأحمال من المستوى العمودي إلى العناصر الحاملة مثل الجدران والأعمدة ، وتوجد أنواع مختلفة وعديدة وشائعة الاستخدام من البلاطات الخرسانية المسلحة ، ونظرا لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

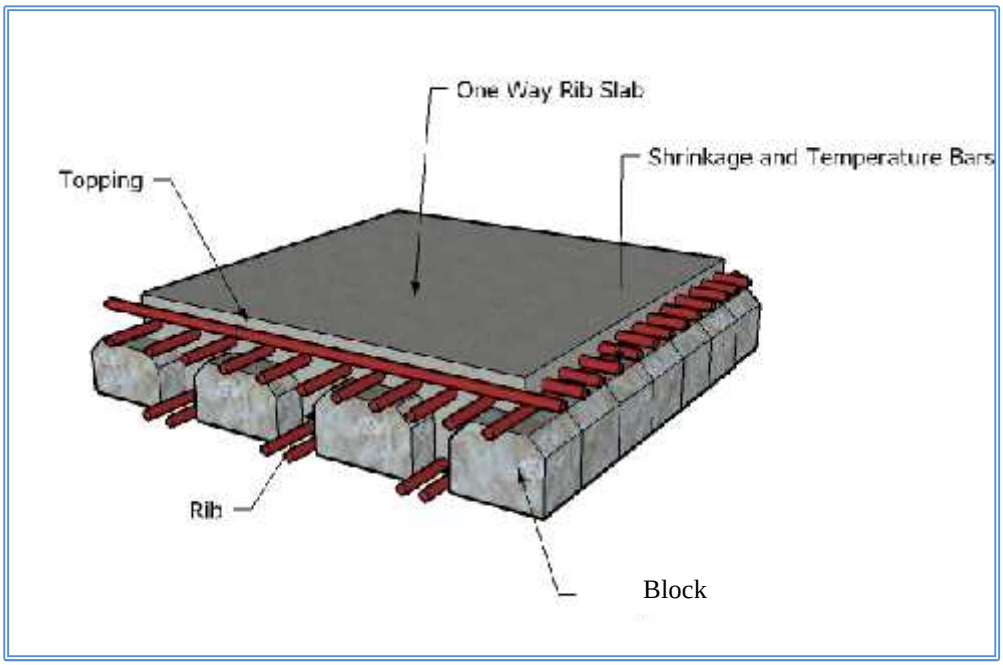
٢. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٣. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).

٤. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

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

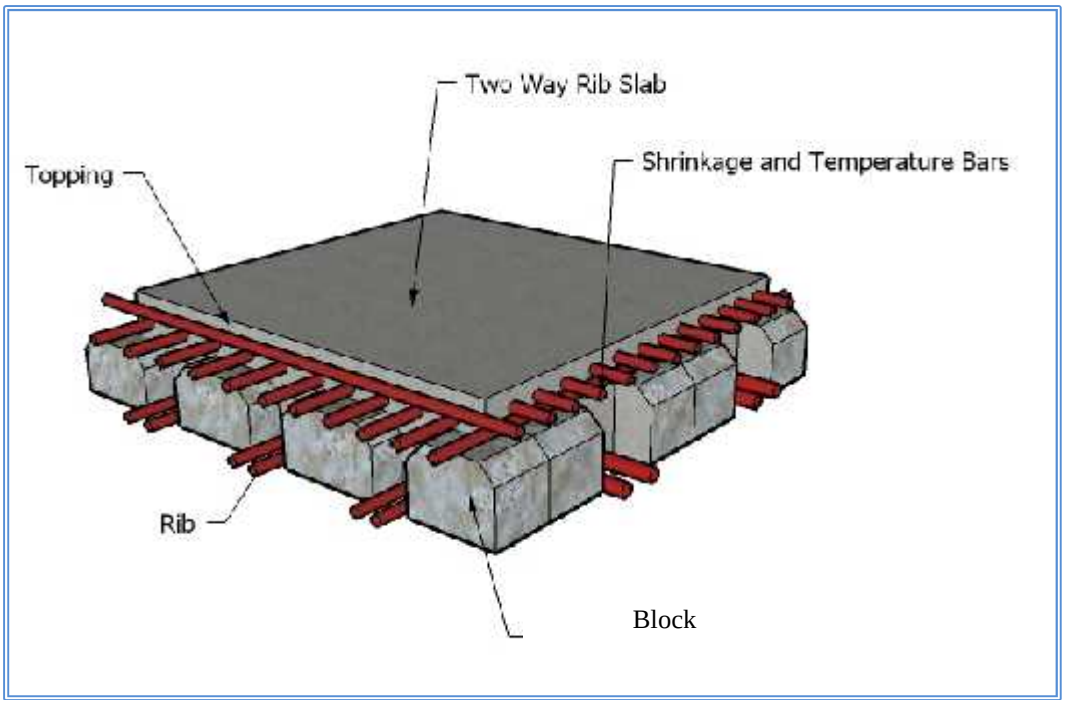
وهي إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٤).



الشكل(٣-٤): العقدة ذات العصب باتجاه واحد.

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

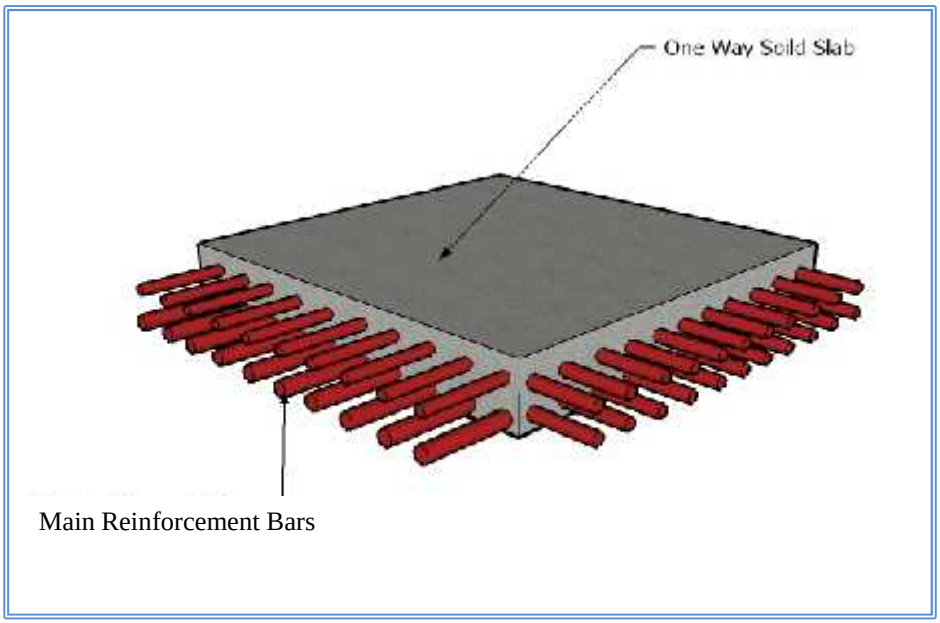
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها أخذ وحدة التكرار طوبتين وعصب في الاتجاهين، ويوضح الشكل (٣-٥) العقدات ذات العصب باتجاهين .



الشكل(٣-٥): العقدة ذات العصب باتجاهين.

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

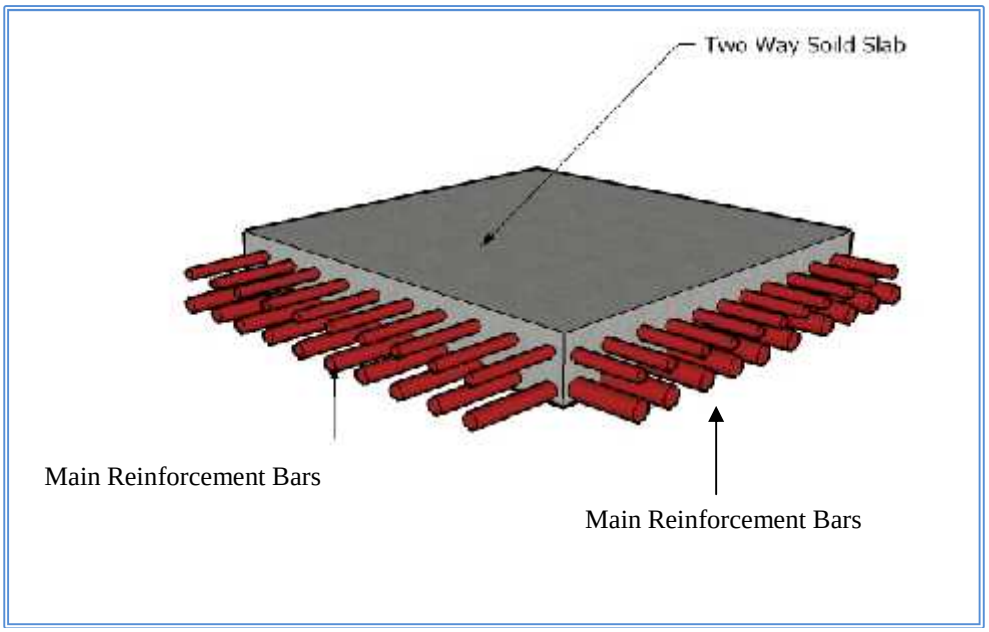
تستخدم في المناطق التي لا تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك نظرا للسماكة المنخفضة، وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج، والشكل (٣-٦) يوضح العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .



الشكل(٣-٦): العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

(4-1-6-3) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

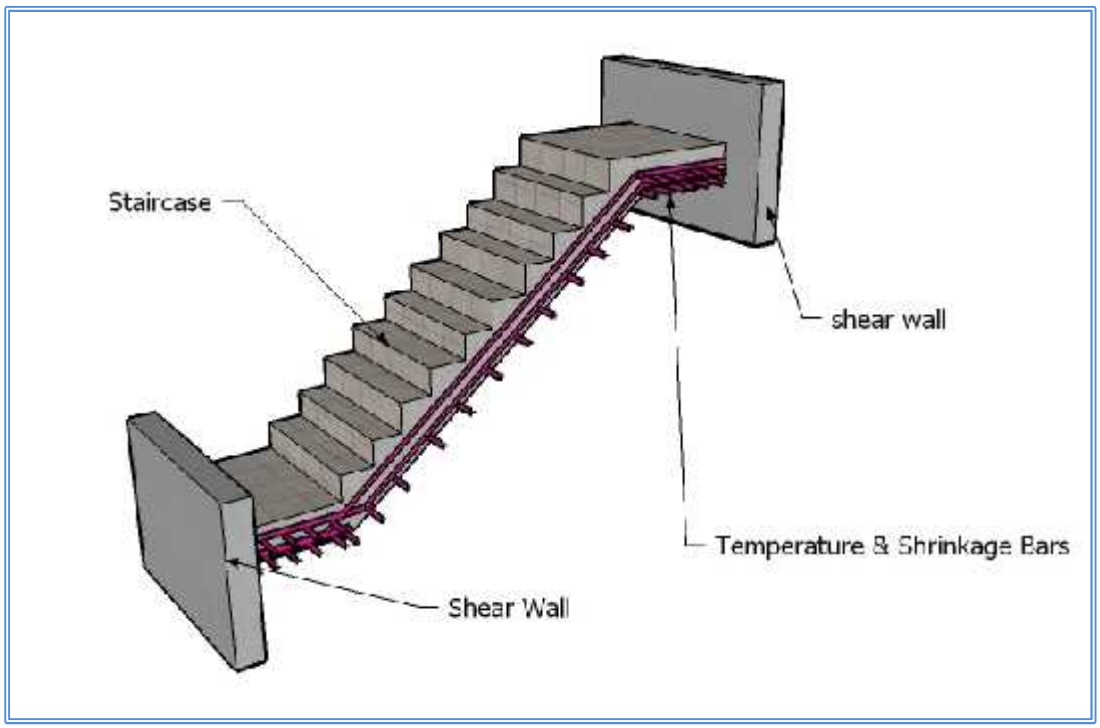
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة اكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجـاه الواحـد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبـر حيث يوزع الفولاذ الرئيسي فيها في اتجاهين، والشكل (٣-٧) يوضح العقدات المصمتة ذات الاتجاهين .



الشكل(٣-٧): العقدة المصمتة ذات الاتجاهين.

(2-6-3) الأدراج:

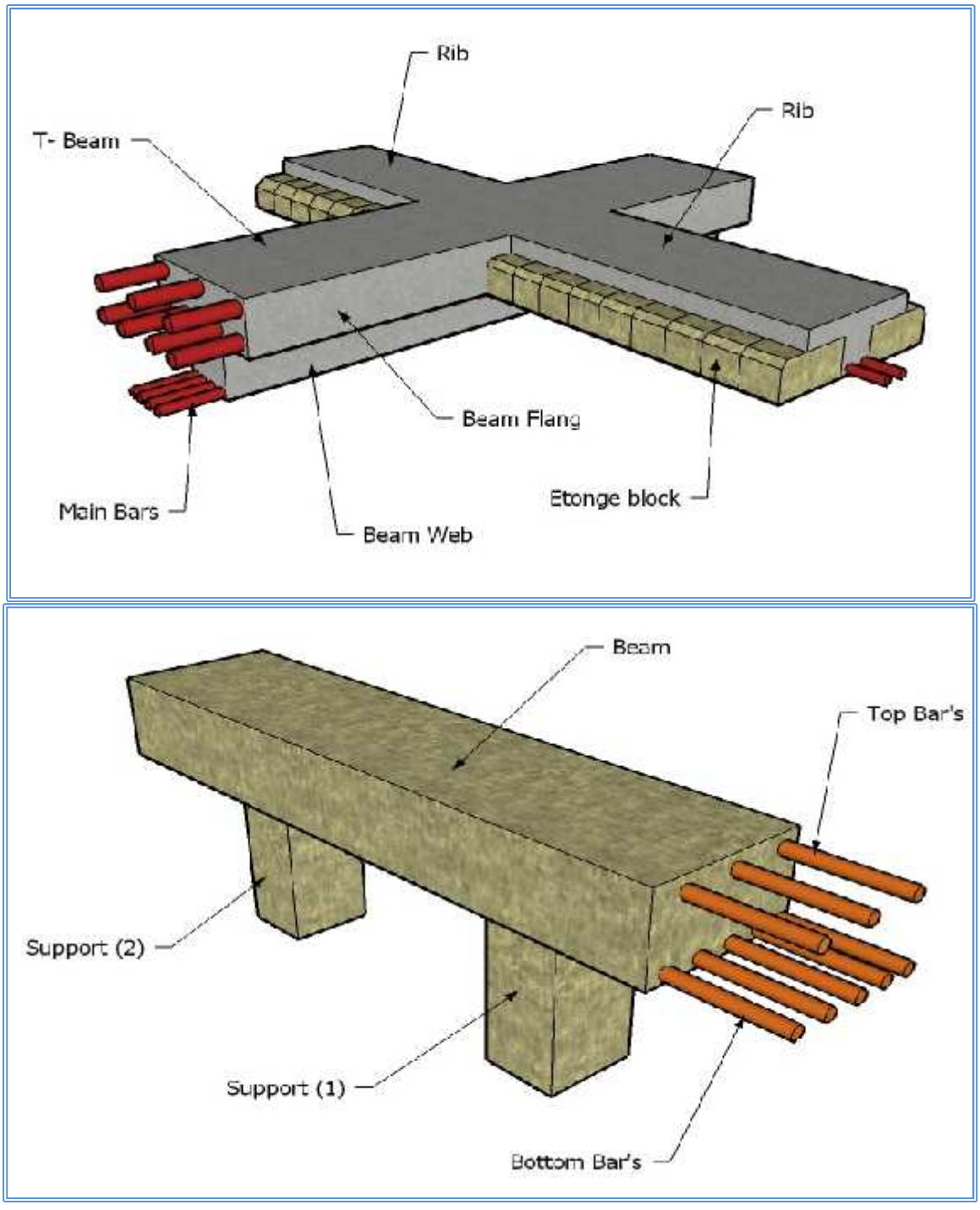
تتضمن المخططات المعمارية أدراج من اجل تحقيق الانتقال الرأسي أو الشاقولي عبر المبنى، وعملية تصميم الدرج مشابهة لعملية تصميم العقدات المصمتة لتتحمل أحمال الدرج وكذلك الأحمال الحية التي عليه ، والشكل (٣-٨) يوضح الدرج وتفاصيله المعمارية والإنشائية .



الشكل(3-٨): الدرج.

(3-6-3) الجسور:

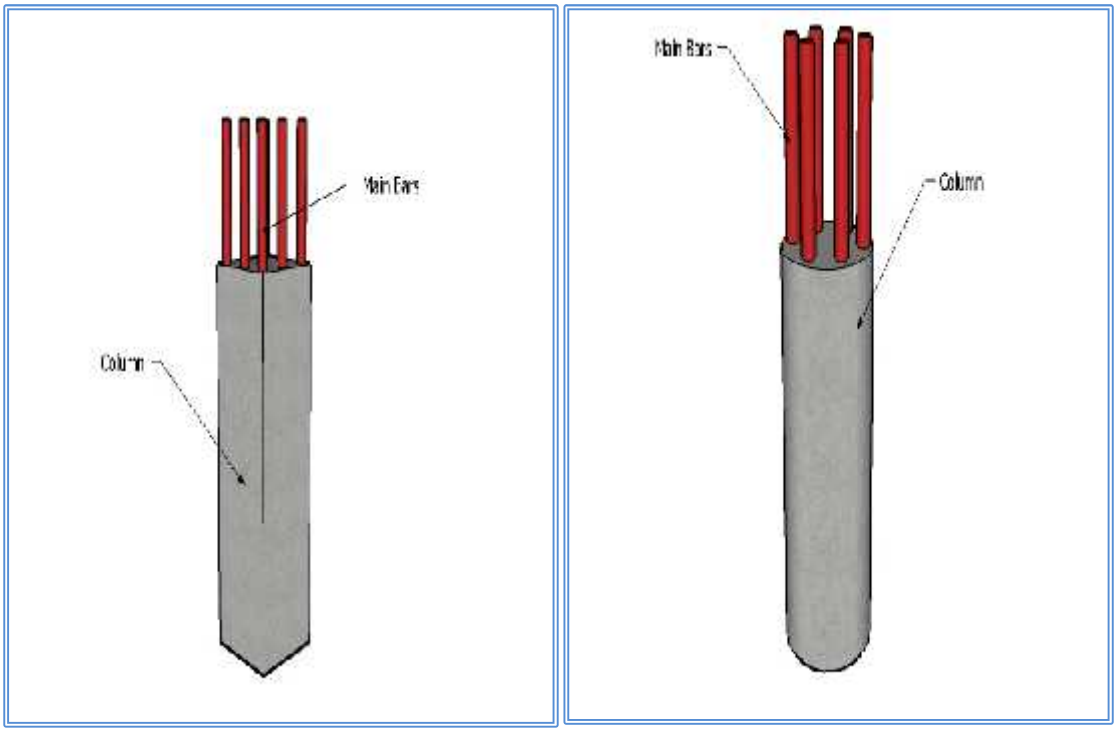
وهي عناصر إنشائية تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب إلى الأعمدة وسيتم استخدام جسور مدلاة وجسور مسحورة في المشروع، ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر وبالكانات لمقاومة قوى القص، والشكل(٣-٩) يوضح النوعين من الجسور المسحورة والمدلاه .



الشكل(3-٩): جسر مدلى وآخر مسحور.

(4-6-3) الأعمدة:

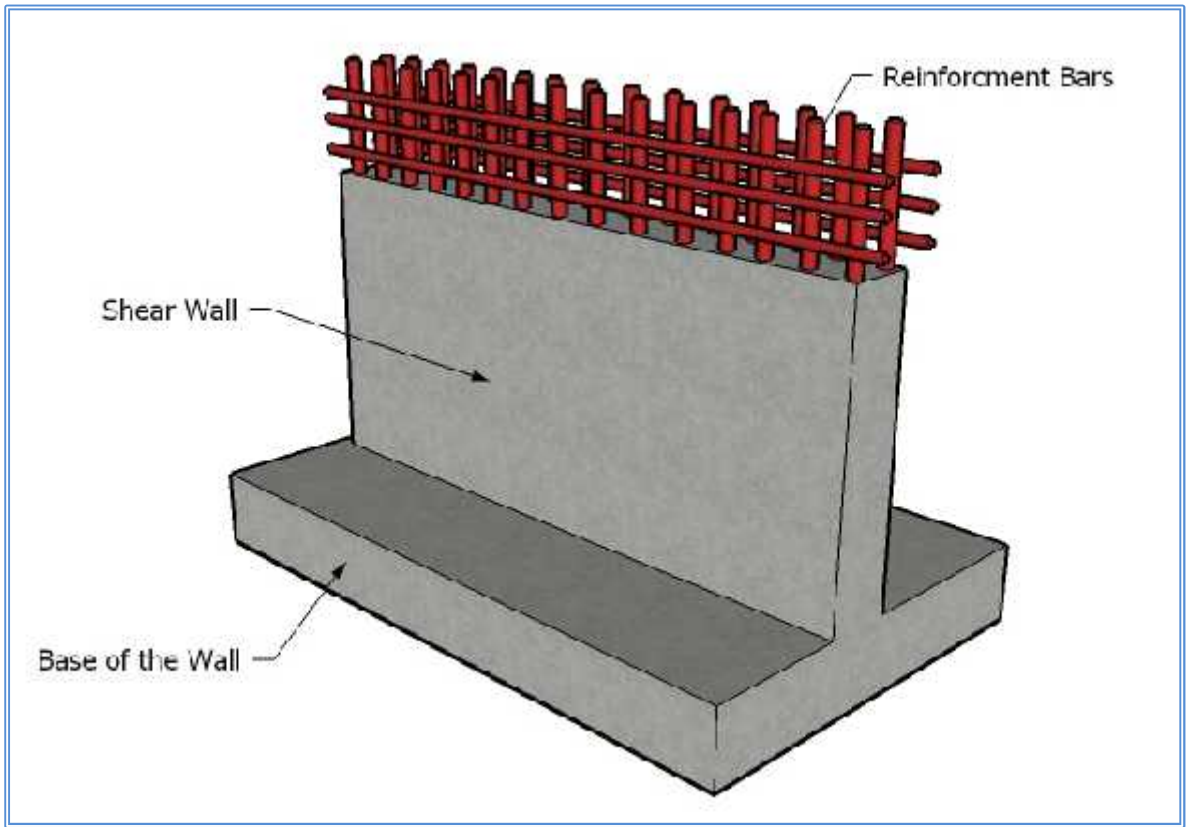
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات ، وبذلك هي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى ،لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، لمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة و الدائرية، والشكل (٣-١٠) يوضح الأعمدة الدائري والمستطيلة.



الشكل(3-10): يبين أنواع الأعمدة المستخدمة.

(5-6-3) جدران القص:

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، والشكل (٣-١١) يوضح جدار المقاومة لقوى القص .

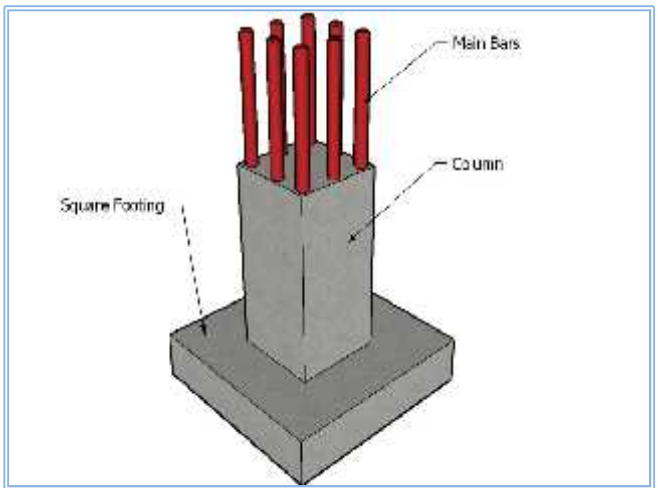


الشكل(3-11): يبين جدار المقاومة لقوى القص.

(6-6-3) الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة، وقد تكون أساسات منفصلة أو مزدوجة أو أساسات شريطية.

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة على كـل أساس، والشكل (٣-١٢) يوضح الأساس المنفرد .



الشكل(٣-١٢) أساس منفرد .

(٣-٦-٧) فواصل التمدد(Expansions Joints)

المسافة القصوى بين فواصل التمدد هي كما يلي :

من ٤٠-٥٠ مترا في المناطق المعتدلة .

من ٣٠-٤٠ مترا في المناطق الحارة .

ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ في الاعتبار عند التصميم تأثير عوامل التمدد والانكماش والزحف ، وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الساندة والأسوار يجب ترتيب الفواصل على مسافات أقل ، مع أخذ الاحتياطات لعدم تسرب المياه في هذه الفواصل .

(7-3) برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها:

١. AutoCAD (2007) for Structural and Architectural Drawings.

٢. Microsoft Office (2007) For Text Edition.

٣. Atir Software for Structural Calculations.

٤. Proken software for Structural Calculations

٥. Mb software

٦. Sketsh up

Chapter Four

Design and Structural Analysis for Element

(4-1)Introductions.
(4-2)Slabs thickness calculation.
(4-3)Design of slabs.
(4-4)Design of one way Rib #4.
(4-5)Design of two way Rib #2.
(4-6) Design of rib #11 in kalkal slab
(4-7) Design of beam #6 at third floor.
(4-8) Design of column#8 at ground floor.
(4-9) Design of circular column#43 .
(4-10) Design of isolated foundation F7.
(4-11) Design of strip foundation.
(4-12) Design of mat foundation.
(4-13) Design of stairs.
(4-14) Design of sold slab of stairs.
(4-15) Design of shear wall.

Chapter Four

Design and Structural Analysis for Element

(4.1) Introduction:

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

This chapter starts with the calculation of thickness for slabs from ACI code, and the value had been checked. The calculation of dead load and selection of live load had been done, then the elements had been analyzed. After that the design for each structural element in the system to select the effective section for element and its reinforcement of the profile had been done.

After the design of sections were made, the drawings of the sections to show the reinforcement of every element were designed.

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

NOTE:

Fc = 30 MPa for circular section but for rectangular (Fc=0.80*30=24 MPa)

(4.2) Slabs thickness calculation:

(4.2.1) Thickness of one-way slab:

Min h for simply field = L/16

= 575/16 = 35.8 cm

Min h for one-end continuous = L/18.5

= 603/18.5 = 32.5 cm

Min h for both-end continuous = L/21

= 345/21 = 16.4 cm

We selected h = 35cm.

(4.2.2) thickness of two-way slab:

$$\text{Min h} = \frac{\ln\left(0.8+\frac{fy}{1500}\right)}{36+5\ (\sim_m - 0.2)} \quad ; 0.2 <\sim_m <2$$

And h must not less than 12cm. (ACI- 9.5.3.3)

$$\text{Min h} = \frac{\ln\left(0.8+\frac{fy}{1500}\right)}{36+9} \quad ; 2 <\sim_m$$

And h must not less than 9cm. (ACI- 9.5.3.3)

Assume minimum thickness of two-way ribbed slab is 35cm.

For Beam (6+7+8):

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

$$\bar{Y} = \frac{(0.3)(0.35)(0.175) + (0.3)(0.65)(0.325)}{(0.3)(0.35) + (0.3)(0.65)}$$

$$\bar{Y} = 0.27m = 27cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(0.6)(0.27)^3}{3} + \frac{(0.3)(0.08)^3}{3} + \frac{(0.3)(0.38)^3}{3}$$

$$I_b = 9.5 \times 10^{-3} m^4$$

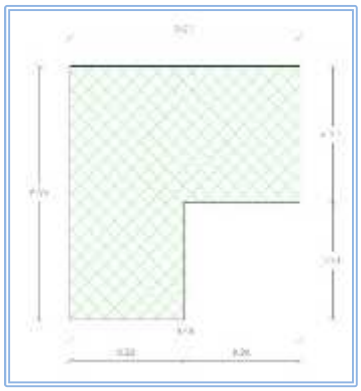


Fig. (4-1): Beam 6+7+8

- **For Beam (9) :**

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

$$\bar{Y} = \frac{(2)(0.2)(0.35)(0.175) + (0.4)(0.65)(0.325)}{(2)(0.2)(0.35) + (0.4)(0.65)}$$

$$\bar{Y} = 0.27m = 27cm$$

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(0.8)(0.27)^3}{3} + \frac{(0.4)(0.38)^3}{3} + \frac{(2)(0.2)(0.08)^3}{3}$$

$$I_b = 0.013m^4$$

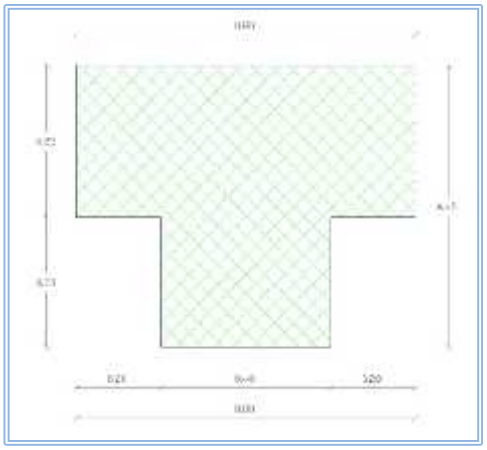


Fig. (4-2): Beam(9)

- **For Beam (5):**

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

$$\bar{Y} = \frac{(0.9)(0.35)(0.175)}{(0.9)(0.35)}$$

$$\bar{Y} = 0.175m = 17.5cm$$

Fig. (4-3): Beam 5

$$I_b = \frac{\sum bh^3}{3}$$

$$I_b = \frac{(0.9)(0.175)^3}{3} \times 2$$

$$I_b = 0.003 m^4$$

Fig. (4-4): RIB

- **For the Slab:**

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

$$\overline{Y} = \frac{(2)(0.2)(0.08)(0.04) + (0.12)(0.35)(0.175)}{(2)(0.2)(0.08) + (0.12)(0.35)}$$

$$\overline{Y} = 0.116m = 11.6cm$$

$$I_s = \frac{(0.52)(0.116)^3}{3} - \frac{(0.52-0.12)(0.036)^3}{3} + \frac{(0.12)(0.234)^3}{3}$$

$$I_s = 7.8 \times 10^{-4} m^4$$

$$I_s = \frac{7.8 \times 10^{-4}}{0.52} \times 5.13 = 7.7 \times 10^{-3} m^4$$

$$\sim = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\sim_1 = \sim_2 = \sim_3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{9.5 \times 10^{-3}}{7.7 \times 10^{-3}} = 1.2$$

$$\sim_4 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.003}{7.7 \times 10^{-3}} = 0.38$$

$$\sim_5 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.013}{7.7 \times 10^{-3}} = 1.6$$

$$\sim_m = \frac{\sim_1 + \sim_2 + \sim_3 + \sim_4 + \sim_5}{5} = \frac{1.2 + 1.2 + 1.2 + 0.38 + 1.6}{5} = 1.116$$

$$\sim_m < 2 \Rightarrow 1.116 < 2$$

{ACI (9-13…..equ.)} Will be used:-

$$h_m = \frac{l_n\left(0.8 + F_y/1500\right)}{36 + 5\ \ (\sim_m - 0.2)}$$

$$= \frac{L_l}{L_s} = \frac{7.26}{6} = 1.21$$

$$h_m = \frac{7.26\left(0.8 + 400/1500\right)}{36 + 5 * 1.21(1.116 - 0.2)} = 0.186m$$

$$h_m = 18.6cm$$

(4.2.3) thickness of kalkal slab:

{ACI (9-5 (c)…..table.)} Will be used:-

without drop panels, exterior panels, with edge beams;

f_y is 420, long span/ short span ≤ 2

14.0/10.1 = 1.4 ≤ 2

We use L_n /33

L_n/33= 10.1 / 33 = 30.1 cm

We selected the thickness of kalkal slab 35 cm ,with 20 cm Height of kalkal

And 50 cm width , Length 60 cm with density 0.1 KN/m^3 ,as shown in the fig.(4-7)

Use an overall depth of 35 cm (27 cm block).

(4.3) Design of slabs:

(4.3.1) Calculation of dead load and live load for one way rib slab:

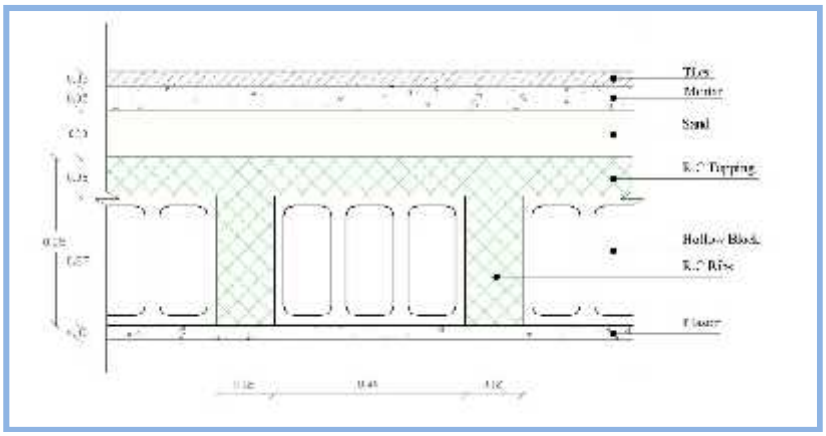


Fig. (4-5): Section in one-way ribbed slab.

1. Tiles = (0.03) (23) (0.52) = 0.359 kN/unit
2. Mortar = (0.05) (22) (0.52) = 0.572 kN/unit
3. Sand = (0.1) (17) (0.52) = 0.884 kN/unit
4. Topping = (0.08) (25) (0.052) = 1.04 kN/unit
5. Block = (0.4) (0.27) (10) = 1.08 kN/unit
6. Rib = (0.12) (0.27) (25) =0.81 kN/unit
7. Plaster = (0.03) (22) (0.52) = 0.344 kN/unit

Total dead load for one way rib = 5.09 kN/unit.

Total live load for one way rib = 5 * 0.52 = 2.6 kN/unit.

Total dead load for one way rib =5.09 / 0.52= 9.78 kN/m².

Total live load for one way rib = 5 kN/m².

Factor load From ACI code the equation tell that:

D_L =1.2 (5.09) = 6.108 KN/unit

L_L = 1.6 (2.6) = 4.16 KN/ unit

q_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L= 6.108 + 4.16 =10.27 KN/ m

$q_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$.

$q_u = 1.2\ (9.78) + 1.6\ (5) = 19.74\ KN/m^2$.

(4.3.2) Calculation of dead load and live load for two way rib slab:

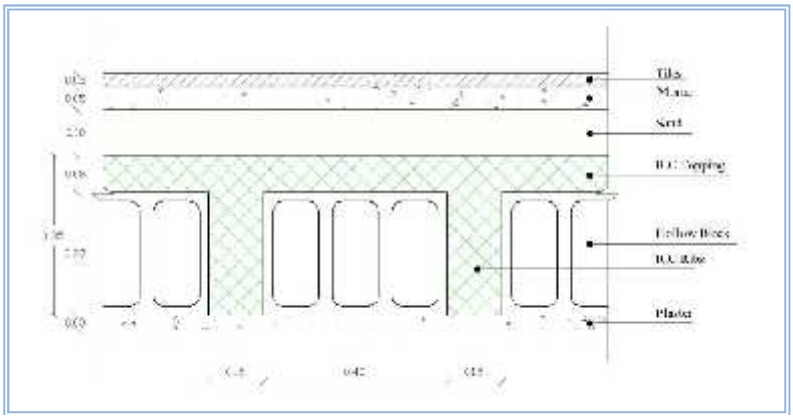


Fig. (4-6): Section in two-way ribbed slab.

1. Tiles = (0.03) (23) (0.52) (0.52) = 0.186 kN/unit
2. Mortar = (0.05) (22) (0.52) (0.52) = 0.29 kN/unit
3. Sand = (0.1) (17) (0.52) (0.52) = 0.459 kN/unit
4. Topping = (0.08) (25) (0.52) (0.52) = 0.54 kN/unit
5. Block = (0.4) (0.4) (0.27) (10) = 0.432 kN/unit
6. Rib = (0.12)(0.52+0.52) (0.27) (25) = 0.842 KN/unit
7. Plaster = (0.03) (22) (0.52) (0.52) = 0.17 kN/unit

Total dead load for two way rib = 2.9 KN/unit.

Total live load for two way rib = 5 * 0.52*0.52 = 1.352 KN/unit

Total dead load for two way rib = 10.72 KN/m^2.

Total live load for two way rib = 5 KN/m^2.

Factor load From ACI code the equation tell that:

DL =1.2 (2.9) = 3.48 kN/unit

LL = 1.6 (1.352) = 2.16 kN/unit

From ACI code

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 3.48 + 2.16= 5.64 KN/m.

qu = 1.2 (10.72) + 1.6 (5) = 20.8 KN/ m².

(4.3.3) Calculation of dead load and live load for kalkal slab :

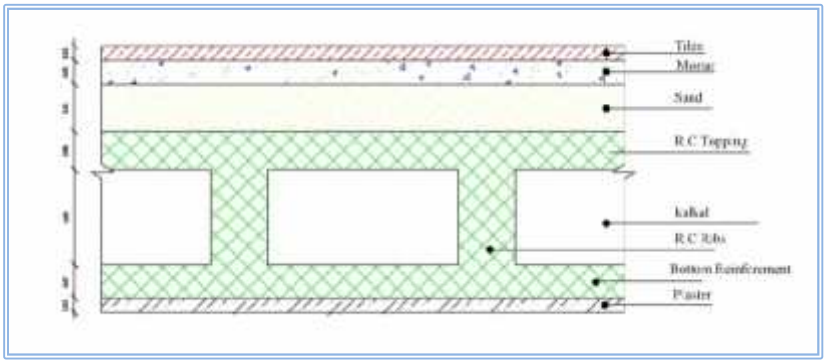


Fig. (4-7): Section in kalkal slab

1. Tiles = (0.03) (23) (0.62) = 0.427 kN/unit
2. Mortar = (0.05) (22) (0.62) = 0.682 kN/unit
3. Sand = (0.1) (17) (0.62) = 1.054 kN/unit
4. Topping = (0.08) (25) (0.62) = 1.24 kN/unit
5. kalkal = (0.5) (0.0.2) (0.1) = 0.01 kN/unit
6. Rib = (0.12)(0.2) (25) = 0.6 KN/unit
7. Plaster = (0.03) (22) (0.62) = 0.4 kN/unit
8. Bottom reinforcement= (0.07) (0.25) (0.62)= 1.085

Total dead load for kalkal slab = 5.5 KN/unit.

Total live load for kalkal slab = 3.1 KN/unit

Total dead load for kalkal slab = 8.87 KN/m².

Total live load for kalkal slab = 5 KN/m².

Factor load From ACI code the equation tell that:

DL =1.2 (5.5) = 6.6 kN/unit

LL = 1.6 (3.1) = 4.96 kN/unit

From ACI code

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 6.6 +4.96 = 11.56 KN/m.

qu = 1.2 (8.87) + 1.6 (5) = 18.6 KN/ m².

(4.3.4) Design of topping for one way ribbed slabs :

Dead load of rib = b * h * D

= 0.12 * 0.27 * 25

= 0.81 KN/m

DL = (Total dead load of rib) – (dead load of one rib)

$= (\frac{5.09}{0.52} - \frac{0.81}{0.52}) = 8.23$ kN/m²

LL = 5 kN/m²

q_u = 1.2 (DL) + 1.6 (LL)

= 1.2 (8.23) + 1.6 (5)

= 17.8 KN/m²

➔ For a one meter strip q_u = 17.8 KN/ m

(4.3.5) Calculate of ultimate moment (one-way):

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{12} = \frac{17.8*(0.4)^2}{12} = 0.23 KN.m$$

From the ACI code:

$$Mn = f_{ct} * s$$

$$S = \frac{b*h^2}{6} = \frac{100*(8)^2}{6} = 1066.67 cm^3$$

$f_{ct} = 0.42\sqrt{f_c'}$

$f_{ct} = 0.42\sqrt{24} = 2.06MPa$

$\text{Mn} = 0.55 \times \text{F}_{ct} \times \text{S}$

$\text{Mn} = 0.55 \times 2.06 \times 1066.67 \times 10^{-3} = 1.2KN.m > 0.23$

So the topping is plain concrete.

shrinkage and temperature reinforcement is required according to ACI(318)–05 code:

According to ACI-code…….. (7.12.2.1):

When fy < 420 ➔ ° = 0.0018

$As_{\min} = 0.0018 \times \text{b} \times \text{h}$

$As_{\min} = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44\text{cm}^2$

Select 1 Φ10 /25 cm (4 Φ10/1m) in both direction ….

$As_{provided} = 3.16\,\text{cm}^2/\text{m} > 1.44cm^2/m$

(4.4) Design of Rib (#4) at Ground Floor:

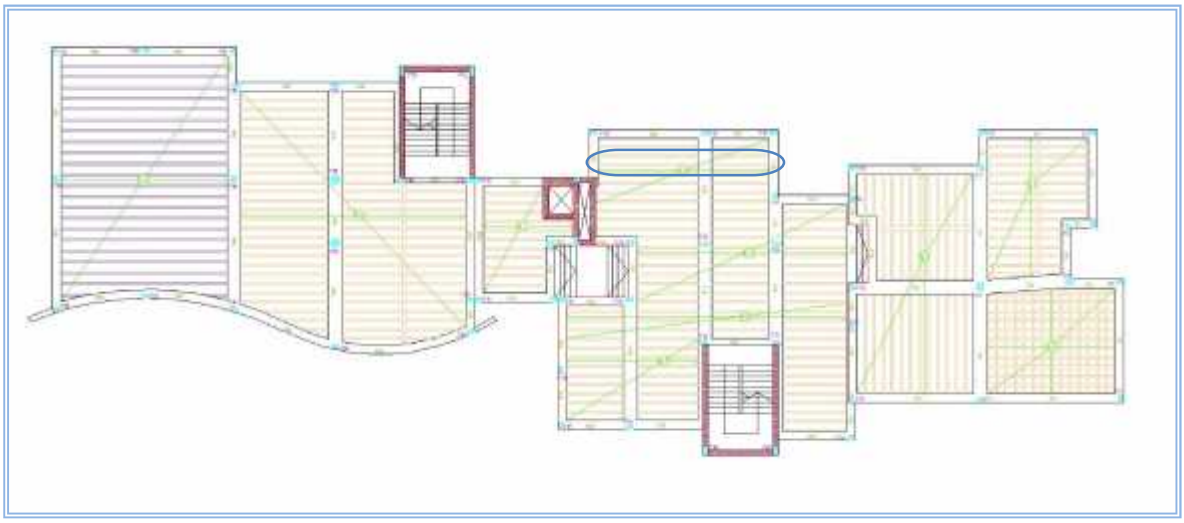


Fig. (4-8): Ribs and beams distribution.

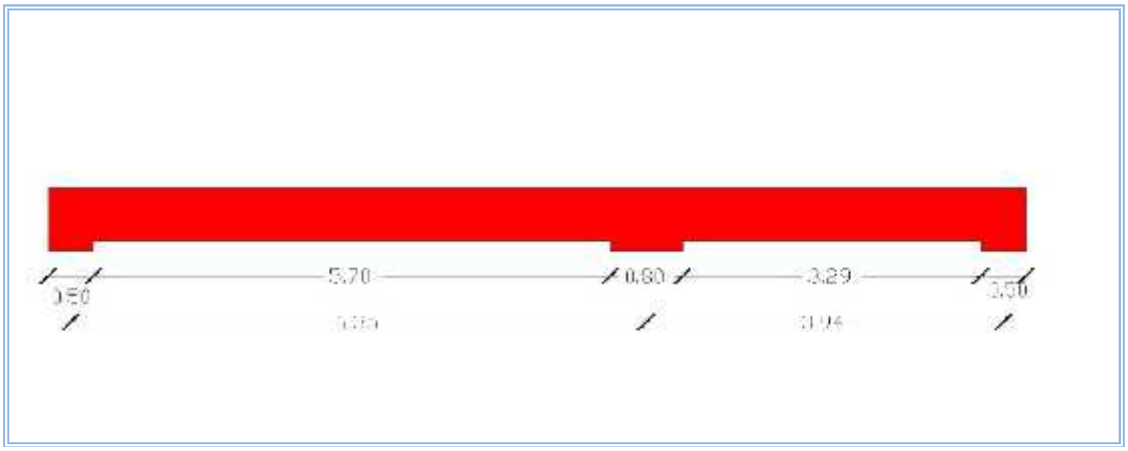


Fig. (4-9): Spans of Rib.

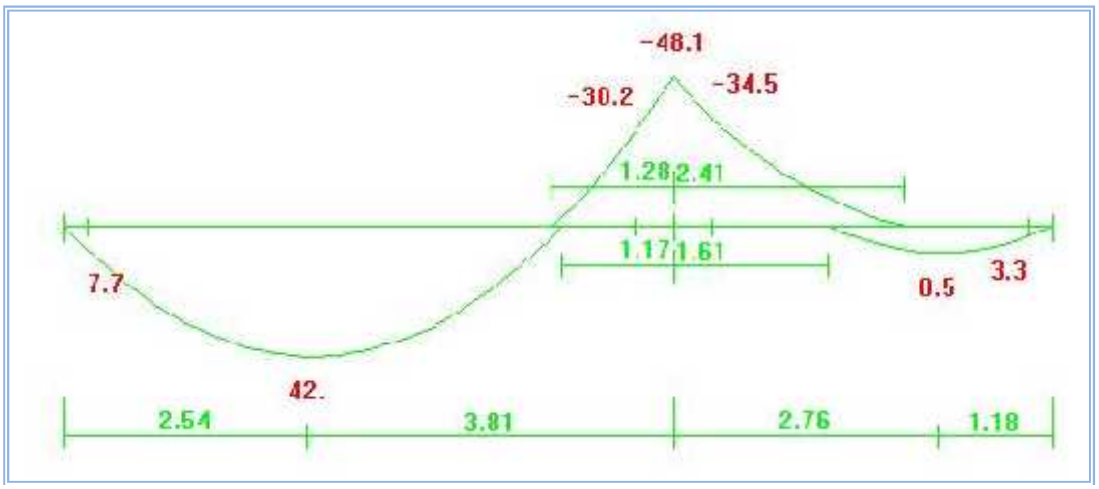


Fig. (4-10): Moment Diagram of Rib.

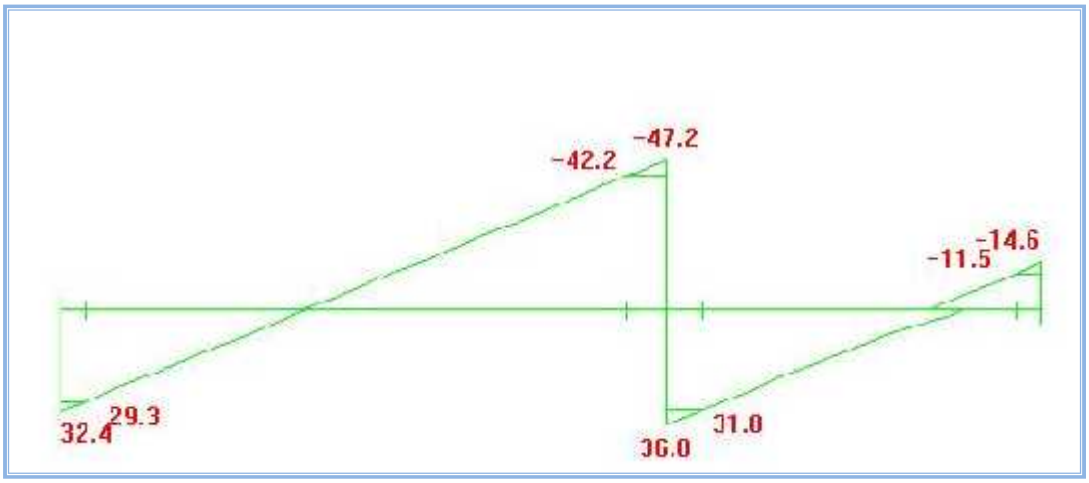


Fig. (4-11): Shear Diagram of Rib.

(4.4.1) Design of positive moment for the selected ribs at the ground floor:

In this rib the max. Clear Space of span = 5.7m

b_{E} = 0.52m

Use Mu $_{max.}$ Positive for all spans = 42 KN.m

M_n = 42 / 0.9 = 46.6 KN.m

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

Assume a = t = 8cm

$C = 0.85\ f_c^{'} \times a \times b_E$

C= 0.85 (24) (8) (52) = 848.6 KN

d = h – cover – Φ/2 = 35 – 2 – 2/2 = 32 cm

Mn = T or C (d – t/2) = 848.6*10^3 (320 – 80/2) = 237.6 KN.m

$Mn_{available}$ =237.6KN.m > $Mn_{required}$ =46.6KN.m

Then design as a rectangular with b_E = 52 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{46.6 \times 10^6}{520 * (320)^2} = 0.87 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.87)}{400}}\right) = 0.0022$$

As = $\rho \times b \times d$

As = $0.002 \times 52 \times 32 = 3.328$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc^-}(bw)(d)}{fy} \geq \frac{1.4(bw)(d)}{fy} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(12)(32)}{400} \geq \frac{1.4(12)(32)}{400} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$As_{\min}$ = 1.17 < 1.34……..the larger control

$As_{\min} = 1.34 cm^2$

As > As_{min}…….ok

So select 2Φ16

$As_{provided}$ = 4.02 cm².

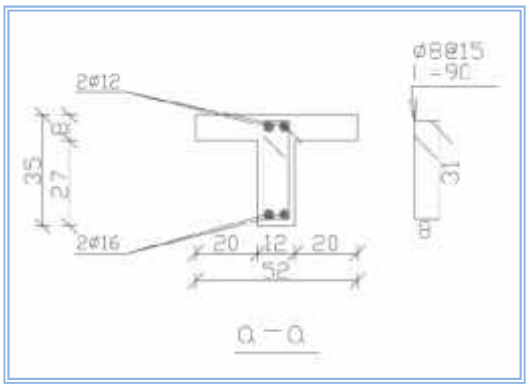


Fig. (4-12): Cross Section for Rib where positive moment is applied

ACI check for reinforcement:

T=C

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

$$402*100*400 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 15.15mm$$

$$X = \frac{a}{1} = \frac{15.15}{0.85} = 17.8mm$$

$$\frac{£_s}{320-17.8} = \frac{0.003}{17.8}$$

$$\Rightarrow £_s = 0.05 > 0.005$$

And not less than 0.004

Ok …. Singly reinforcement is required.

(4.4.2) Design of negative moment for the selected ribs at the ground floor:

Maximum negative moment is $Mu = 34.5\,\text{kN.m}$

Mn = 34.5/ 0.9 = 38.3 KN.m

d = h – c – Φ/2

= 35– 2 - 2/2

= 32 cm

$b_E =$ bw= 12cm

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{38.3*10^6}{120*(320)^2} = 3.11Mpa$$

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

$$° = \frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2(19.6)(3.11)}{400}}) = 0.0084$$

As = 0.008 (12) (32) =3.22cm

According to ACI-code (10.5.1):

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24}(12)(32)}{400} \geq \frac{1.4(12)(32)}{400} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 1.34cm^2 < 3.22cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger controls}$$

As > As $_{min}$…… ok

Select 2 Φ 16

As $_{provided}$ = 4.02 cm².

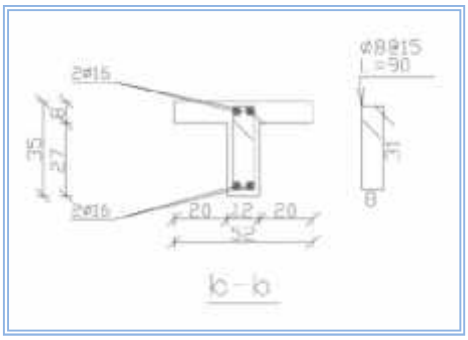


Fig. (4-13): Cross Section for Rib where negative moment is applied.

ACI check for reinforcement:

T=C

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

$$402 * 100 * 400 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 15.15mm$$

$$X = \frac{a}{1} = \frac{15.15}{0.85} = 17.8mm$$

$$\frac{£_s}{320 - 17.8} = \frac{0.003}{17.8}$$

$$\Rightarrow £_s = 0.05 > 0.005$$

And not less than 0.004

Ok …. Singly reinforcement is required.

(4.4.3) Design of shear for the selected Rib at ground floor:

$$V_u = 31.8$$

$$0.5\Phi Vc = 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$= 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 320 = 11.77KN$$

$0.5\Phi Vc = 11.7KN < Vu = 31.8KN$ ……No shear reinforcement is required.…Use 1Φ8/15cm

(4.5)Design of two way rib:

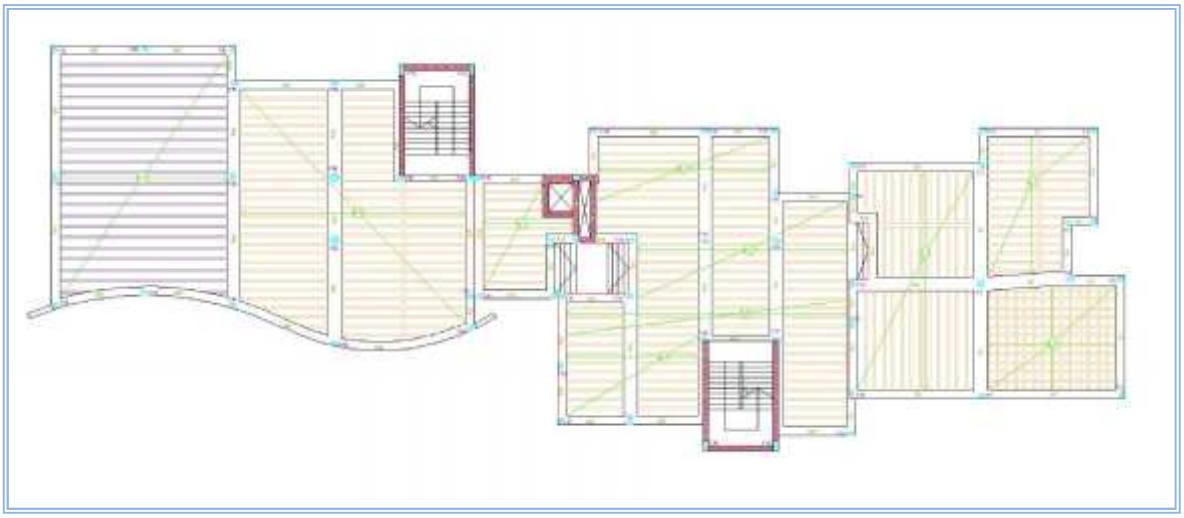


Fig. (4-14): The Selected rib

We design it as two way solid slab for 1 m strip.

Lx = 6.64 m

Ly = 8.0 m

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{8.0}{6.64} = 1.2 < 2$$

$$h = 35cm > h_{\min} = 12.5cm$$

$$qu = 20.8KN/m^2$$

For 1m strip in X & Y directions from tables of solid slabs:

Kfx= 30.0

Kfy= 44.0

KAx=1.75

kAy=1.87

$$M_{ux} = \frac{q_u \times lx^2}{k_{fx}} = \frac{20.8 \times 6.64^2}{30.0} = 30.5 KN.m/m$$

$$M_{uy} = \frac{q_u \times lx^2}{k_{fy}} = \frac{20.8 \times 6.64^2}{44} = 20.8 KN.m/m$$

$$Ax = \frac{q_u \times lx}{kAx} = \frac{20.8 \times 6.64}{1.75} = 78.9 KN/m$$

$$Ay = \frac{q_u \times lx}{kAy} = \frac{20.8 \times 6.64}{1.87} = 73.8 KN/m$$

For two way rib we take Mu/2 in both directions

M_{ux} = 30.5/2=15.25 KN.m/m

M_{uy} = 20.8/2=10.4 KN.m/m

(4.5.1) In X-direction:

Mn = 15.25/ 0.9 = 16.9 KN.m

d = h – c – Φ/2

= 35– 2 - 2/2

= 32 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{16.9 * 10^6}{120 * (320)^2} = 1.37 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.37)}{400}}\right) = 0.0035$$

As = 0.0035 (12) (32) =1.334 cm^2

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(12)(32)}{400} \geq \frac{1.4(12)(32)}{400} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$As_{\min} = 1.34 cm^2 < 1.344 cm^2$ …….the larger controls

As = 1.344cm^2 …….ok

So select 2Φ10 for rib in x direction

$As_{provided}$ = 1.58 cm².

(4.5.2)Design of shear for the selected Rib in X-direction at ground floor:

$V_u = 78.9KN$

$0.5\Phi Vc = 0.5\times 0.75\times \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\times bw\times d$

$= 0.5\times 0.75\times \frac{1}{6}\sqrt{24}\times 120\times 320 = 11.75KN$

$0.5\Phi Vc = 11.75KN < Vu = 78.9KN$ …..No shear reinforcement is required.…Use 1Φ8/20cm

(4.5.3)In Y-direction:

Mn = 10.4/ 0.9 = 11.55 KN.m

d = h – c – Φ/2

= 32 cm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85*24} = 19.6$

$R_n = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{11.55*10^6}{120*(320)^2} = 0.93Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2(19.6)(0.93)}{400}}) = 0.0023$

As = 0.0023 (12) (32) =0.88 cm^2

$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(12)(32)}{400} \geq \frac{1.4(12)(32)}{400}$.....$(ACI-10.5.1)$

$As_{\min} = 1.34cm^2 > 0.88cm^2$ ……..the larger controls

As < As_{min}…….ok

As = 1.34 cm^2

So select 2Φ10 for rib in y direction

$As_{provided} = 1.58\ cm^2$.

(4.5.4)Design of shear for the selected Rib in Y-direction at ground floor:

$V_u = 73.8KN$

$0.5\Phi Vc = 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times bw \times d$

$= 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 320 = 11.75KN$

$0.5\Phi Vc = 11.75KN < Vu = 73.8KN$ …..No shear reinforcement is required.…Use $1\Phi 8/20cm$

(4.6) Design of Rib (#11) at Ground Floor:

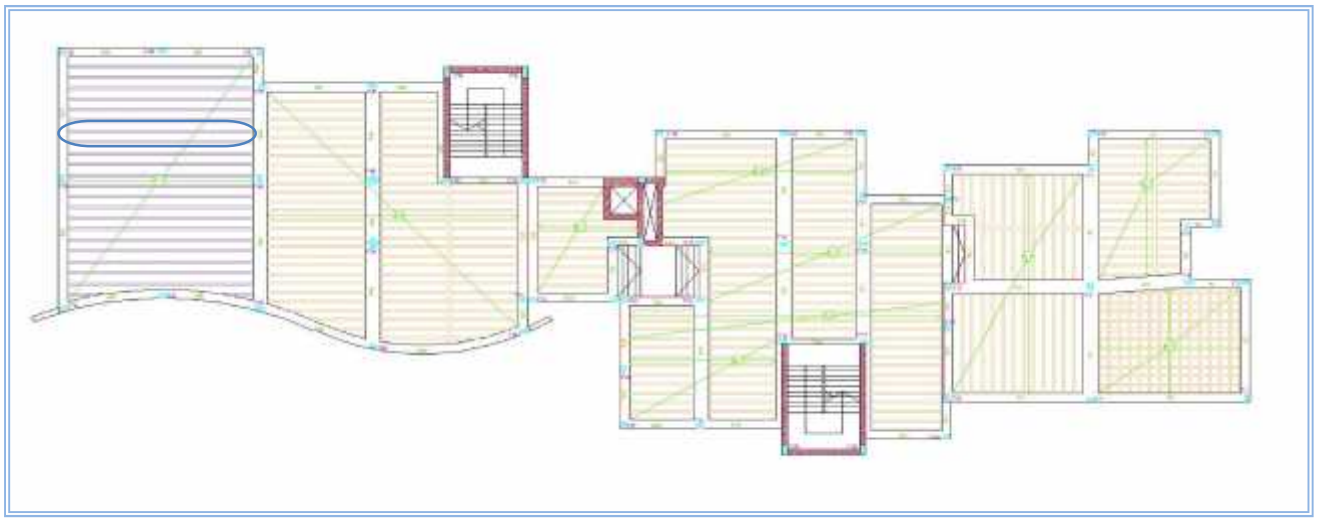


Fig. (4-15): Ribs and beams distribution.

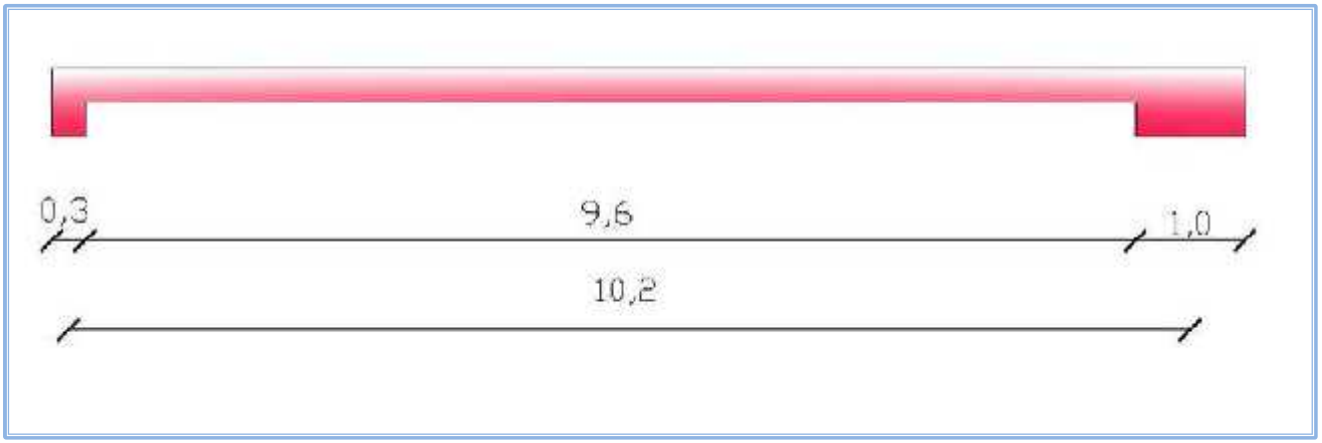


Fig. (4-16): Spans of Rib.

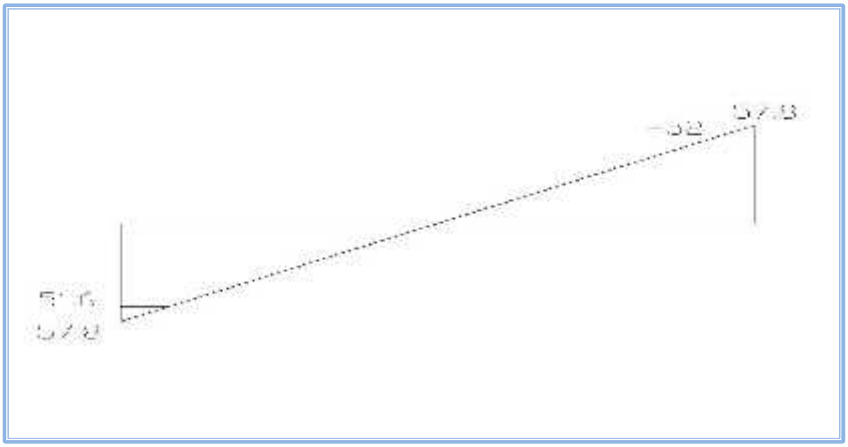


Fig. (4-17): Shear Diagram of Rib.

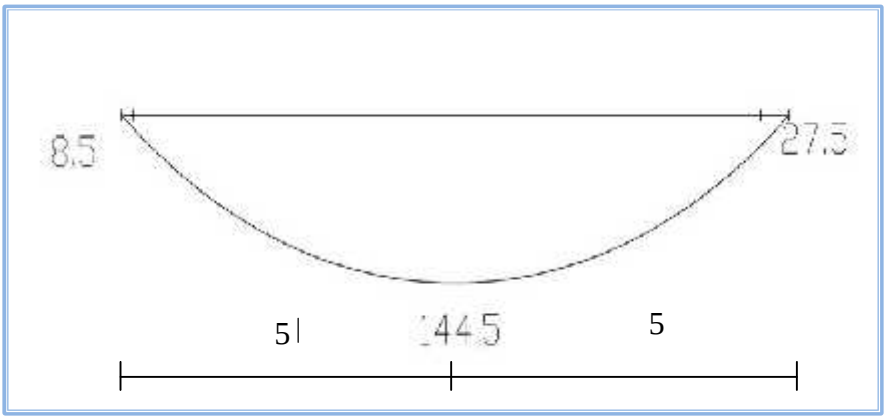


Fig. (4-18): Moment Diagram of Rib.

(4.6.1) Design of positive moment for the selected rib at the ground floor:

In this rib the max. Clear Space of span = 9.6m

$b_{E\,=}$ 0.62m

Use Mu $_{max.}$ Positive = 144.5 KN.m

M_n = 144.5 / 0.9 = 160.55 KN.m

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

Assume a = t = 8cm

$$C = 0.85\, f_c^{'} \times a \times b_E$$

C= 0.85 (24) (8) (62) = 1011.84 KN

d = h – cover – Φ/2 = 35 – 2 – 2/2 = 32 cm

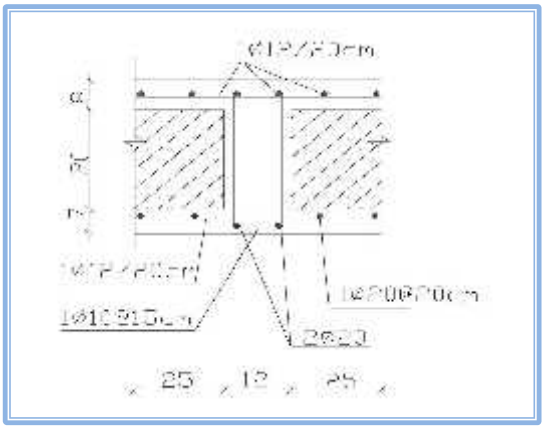


Fig. (4-19): Cross section for rib where positive moment is applied

Mn = T or C (d – t/2) = 1011.84*10^3 (320 – 80/2) = 283.3 KN.m

Mn $_{available}$ =283.3KN.m > Mn $_{required}$ =144.5KN.m

Then design as a rectangular with b_E = 62 cm

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc^{'}} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{144.5 \times 10^6}{620 * (320)^2} = 2.276 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(19.6)(2.276)}{400}}\right) = 0.006$$

$As = \rho \times b \times d$

$As = 0.006 \times 62 \times 32 = 11.9 cm2$

A_{sreq}= 11.9/ 0.62 = 18.7cm^2/ m

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc^{-}}(bw)(d)}{fy} \geq \frac{1.4(bw)(d)}{fy} .....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(12)(32)}{400} \geq \frac{1.4(12)(32)}{400} .....(ACI-10.5.1)$$

$As_{\min} = 1.17 < 1.34$…..…..…..the larger control

$As_{\min} = 1.34 cm^2$

As > As_{min}…….ok

So select 6Φ20 in main direction

$As_{provided}$ = 18.84 cm².

ACI check for reinforcement:

T=C

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

$402 * 100 * 400 = 0.85 * 24 * 620 * a$

$a = 12.71 mm$

$$X = \frac{a}{1} = \frac{12.71}{0.85} = 15 mm$$

$$\frac{£_s}{320-15} = \frac{0.003}{15}$$

$$\Rightarrow £_s = 0.061 > 0.005$$

And not less than 0.004

Ok …. Singly reinforcement is required.

For A_s in the secondary direction

A_s for shrinkage and temperature or 1/5 A_s in main direction

A_s for shrinkage and temp. = 0.0018 * b * d

= 0.0018 * 100 * 8
= 1.44 cm^2

1/5 *A_s in main direction = 1/5 * 12.56
= 2.512 cm^2

A_s in the secondary direction = 2.512 cm^2

So select 2Φ12 in secondary direction

For A_s in the top layer:

A_s for shrinkage and temperature

A_s for shrinkage and temp. = 0.0018 * b * d

= 0.0018 * 100 * 8
= 1.44 cm^2

So select 2Φ12 in both directions

(4.6.2) Design of shear for the selected Rib at ground floor:

$V_u = 52KN$

$0.5\Phi Vc = 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{fc'} \times bw \times d$

$= 0.5 \times 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 320 = 11.77KN$

$0.5\Phi Vc = 11.7KN < Vu = 52KN$ ……No shear reinforcem ent is required. …Use 1Φ10/15cm

(4.7): Design of beam (B8) at third floor:

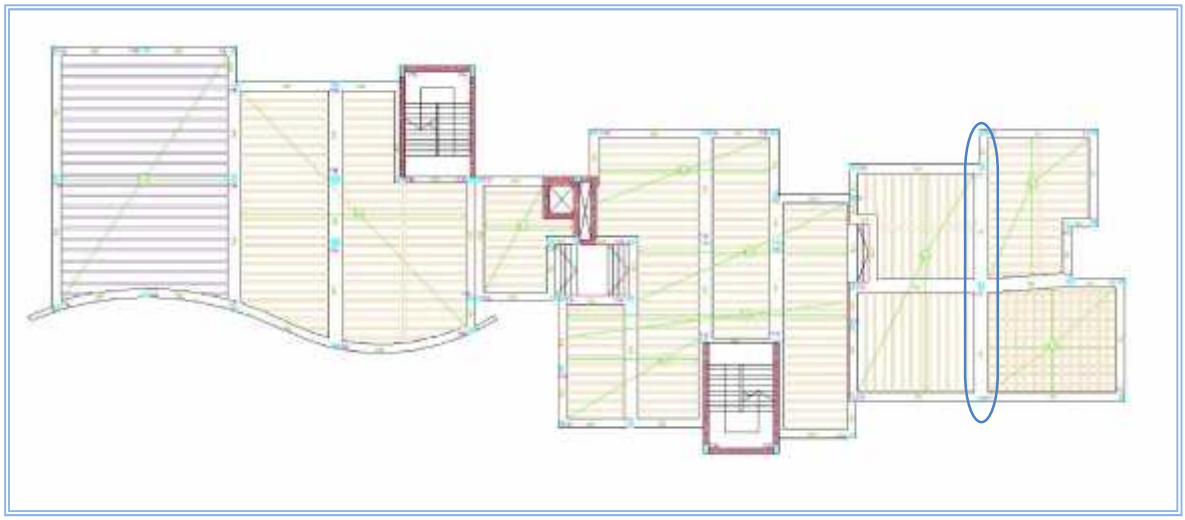
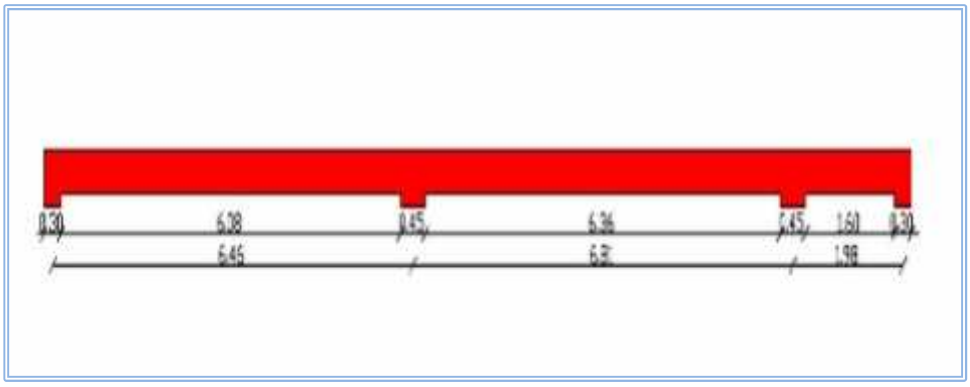


Fig. (4-20): The Selected Beam.



(4-21) spans of the beam

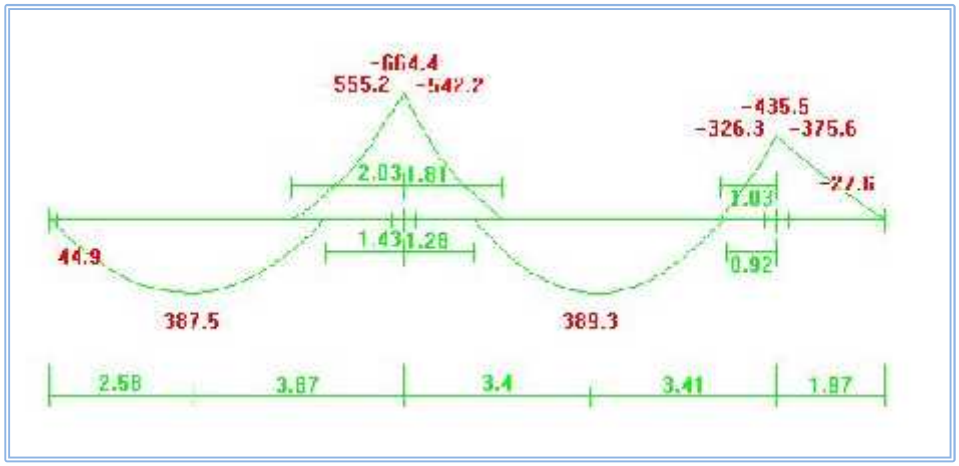


Fig. (4-22): Moment Diagram for the Selected Beam

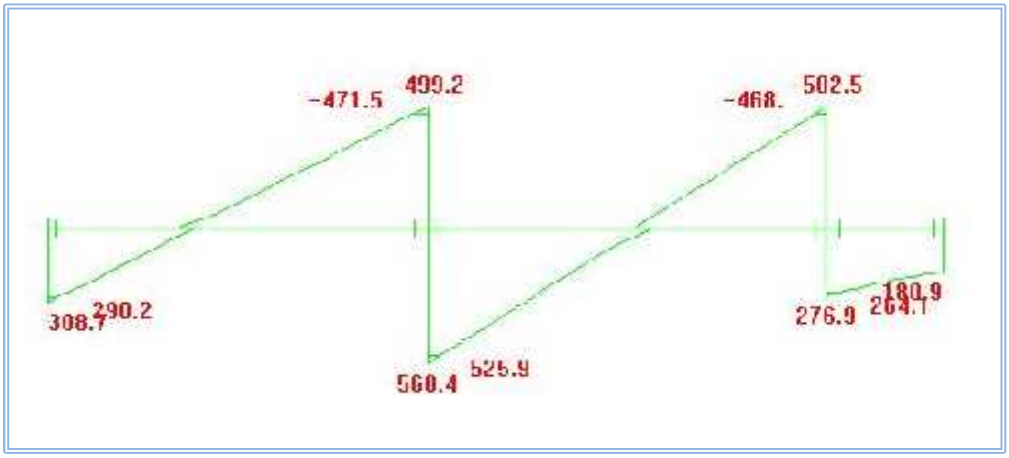


Fig. (4-23): Shear Diagram for the Selected Beam.

(4.7.1) Design of positive moment for (span #1):

$$d = 65 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 59cm$$

$$Mu = 387.5\,\text{KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{387.5}{0.9} = 430.5KN.m$$

Assume that $T_f = a = 35cm$

$Mn_f = 0.85 * f_c * b_f * h_f (d - f_h / 2)$

$Mn_f = (0.85 * 24 * 800 * 350 (590 - 17.5) * 10^{-6})$

$Mn_{calculated}$= 3270.12 KN.m > $Mn_{provided}$ =430.5

Then Section behaves as a rectangular.

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$Rn = \frac{430.5 \times 10^6}{800 \times (590)^2} = 1.55Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(1.55)}{400}}) = 0.004$$

$As_{req.} = \rho * b * d = 0.004 * 80 * 59 = 18.88\ cm^2$

Use 3Φ 32

$A_s provided = 19.63cm^2$

ACI check for reinforcement:

T=C

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

$18.88 * 100 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 46.3mm$

$$X = \frac{a}{1} = \frac{46.3}{0.85} = 54.5mm$$

$$\frac{£_s}{590 - 54.5} = \frac{0.003}{54.5}$$

$\Rightarrow £_s = 0.029 > 0.005$

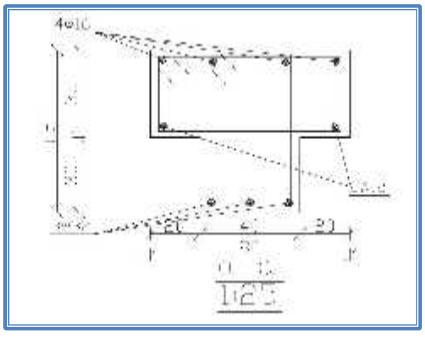


Fig. (4-24): cross section for positive moment at span #1.

And not less than 0.004

Ok …. Singly reinforcement is required.

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(400)(590)}{400} \geq \frac{1.4(400)(590)}{400} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$As_{\min} = 8.26cm^2 < 18.88cm^2$ ……the larger controls

$As_{provided} = 19.63cm^2$

(4.7.2) Design of negative moment between span (#1) & (#2):

$$d = 65 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 59cm$$

$Mu = 555.2$ KN .m

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{555.2}{0.9} = 616.9KN.m$$

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

$$\text{Rn} = \frac{616.9 * 10^6}{400 * (590)^2} = 4.4Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(4.4)}{400}}\right) = 0.0125$$

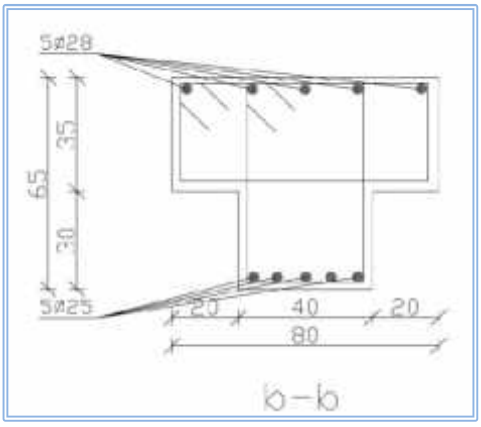


Fig. (4-25): cross section for negative moment between span (#1) & (#2).

A req. = ρ * b * d = 0.0125 * 40 * 59 = 29.5 cm²

Use 5 Φ 28

$A_s provided = 30.79cm^2$

ACI check for reinforcement:

T = C

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

$29.5 * 100 * 400 = 0.85 * 24 * 400 * a$

$a = 144.6mm$

$X = \frac{a}{1} = \frac{144.6}{0.85} = 170.1mm$

$\varepsilon_s = \frac{590 - 170.1}{170.1} * 0.003$

$\Rightarrow \varepsilon_s = 0.0074 > 0.005$

And not least than 0.004 …….ok, singly reinforcement is required.

(4.7.3) Design of positive moment for (span #2):

$d = 65 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 59cm$

$Mu = 389.3 \text{KN.m}$

$Mn \frac{Mu}{\Phi} = \frac{389.3}{0.9} = 432.6KN.m$

Assume that $T_f = a = 35cm$

$Mn_f = 0.85 * f_c * b_f * h_f (d - f_h / 2)$

$Mn_f = (0.85 * 24 * 800 * 350 (590 - 17.5) * 10^{-6})$

$\text{Mn}_{\text{calculated}} = 3270.12 \text{ KN.m} > \text{Mn}_{\text{provided}} = 432.6 \text{KN.m}$

Then Section behaves as a rectangular.

$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2}$

$\text{Rn} = \frac{432.6 \times 10^6}{800 \times (590)^2} = 1.6 \text{ Mpa.}$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$

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

$$\rho = \frac{1}{19.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2(19.6)(1.6)}{400}}\right) = 0.0042$$

As $_{req.}$ = ρ * b * d = 0.0042 * 80 * 59 = 19.7 cm²

Use 3Φ 32

$A_s\ provided = 24.12cm^2$

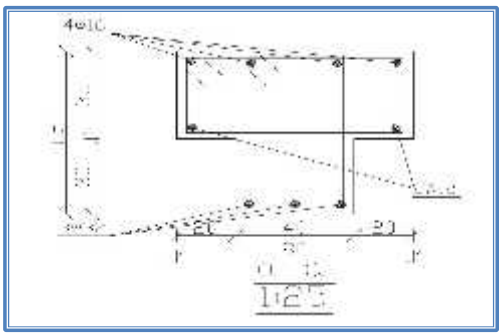


Fig. (4-26): cross section for positive moment at span #2

ACI check for reinforcement:

T=C

$As \times fy = 0.85 * f_c^{'} * b * a$

$19.7 * 100 * 400 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 48.3mm$

$X = \frac{a}{1} = \frac{48.3}{0.85} = 56.8mm$

$\frac{£_s}{590-56.8} = \frac{0.003}{56.8}$

$\Rightarrow £_s = 0.028 > 0.005$

And not less than 0.004

Ok …. Singly reinforcement is required.

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{24}(400)(590)}{400} \geq \frac{1.4(400)(590)}{400} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$As_{\min} = 8.26cm^2 < 19.7cm^2$……the larger controls

$As_{provided} = 24.12cm^2$

(4.7.4) Design of negative moment between span (#2) & (#3):

We will design it as L- section

$$d = 65 - 4 - 1 - \frac{2}{2} = 59cm$$

$$Mu = 375.6\,\text{KN.m}$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{375.6}{0.9} = 417.33KN.m$$

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

$$\text{Rn} = \frac{417.33*10^6}{500*(590)^2} = 2.4Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{400}{0.85\times 24} = 19.6$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(2.4)}{400}}) = 0.0064$$

A req = ρ * b * d = 0.0063 * 50 * 59 = 18.88 cm²

Use 4 Φ 28

$$A_s\,provided = 24.63cm^2$$

ACI check for reinforcement:

T = C

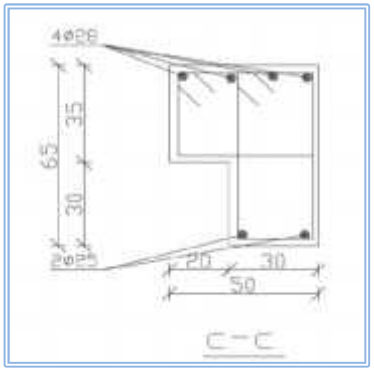


Fig. (4-27): cross section for negative moment between span (#2) & (#3).

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

$18.88 * 100 * 400 = 0.85 * 24 * 500 * a$

$a = 74mm$

$X = \frac{a}{1} = \frac{74}{0.85} = 87.1mm$

$£_s = \frac{590 - 87.1}{87.1} * 0.003$

$\Rightarrow £_s = 0.0173 > 0.005$

And not least than 0.004 …….ok, singly reinforcement is required.

(4.7.5) Design of shear for the selected beam:

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical}$ = 525.9 KN

Use Φ10 with two legs

Av = 2 * 3.14 * 12/4 = 1.57 cm2

1. $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

$\frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$

$= \frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 400 \times 590$

= 72.26 KN

Length of the region:

$X1 = \frac{\frac{1}{2}\Phi V_c}{qu} = \frac{72.26}{331.52} = 0.21m$

$Vu > \frac{1}{2}\Phi\ Vc$…..…..…..not control

No shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm……the minimum shear reinforcement

2. $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

$\frac{1}{2}\Phi\ Vc = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b_w \times d$

$\Phi\ Vc = 72.26 \times 2 = 144.52 KN$

$Vu > \Phi\ Vc$…..…..…..not control

Length of the region:

$X2 = \frac{\Phi V_c}{qu} - X1 = \frac{144.52}{331.52} - 0.21 = 0.23m$

Minimum shear reinforcement is required

Use 1Φ8/20cm

3. $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times bw \times d$

$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times 0.4 \times 0.59 = 59KN$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 59 + 144.52 = 203.52 KN$

$Vu > \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ …..…..…..not control

Length of the region:

$X3 = \frac{\Phi Vc + \Phi Vs_{min}}{qu} - X2 - X1 = \frac{203.52}{331.52} - 0.21 - 0.23 = 0.17m$

Minimum shear reinforcement is required

$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times bw \times d$

$$\Phi Vs_{\min} = 0.75(\frac{1}{3}) \times 0.4 \times 0.59 \times 10 = 59KN$$

$$\Phi Vs_{req.} = \Phi Vs_{\min} = 59KN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi * Av * fy * d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 * 1.57 * 100 * 400 * 590}{59 * 10^3} = 47.1cm$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{59}{2} = 29.5cm$$

Then Select S = 20cm $< \frac{d}{2}$.....*ok*

4. $\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc^-}}{3} \times bw \times d$

$$\Phi Vs = \Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d$$

$$\Phi Vs = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 400 \times 590 = 529.91KN > Vu.....controls.$$

Length of the region:

X4 = 6.12 - 0.98 - 0.98 - 0.8 = 2.16m

$$\Phi Vs_{req.} + \Phi Vc \ge Vu$$

$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 434.8 - 144.52 = 290.28KN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi * Av * fy * d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 * 1.57 * 100 * 400 * 590}{290.28 * 10^3} = 9.57cm$$

$$S \le \frac{d}{4} = \frac{59}{4} = 14.75cm.....controls.$$

Select 1 Φ 10 / 10cm

(4.8): Design of Column (C8) at ground floor:

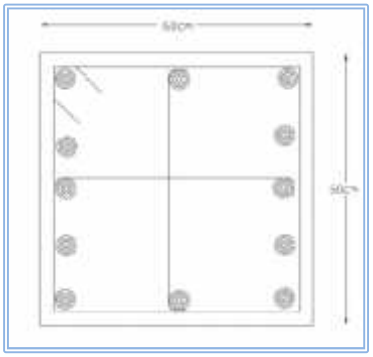


Fig. (4-28) Column section

Design of column without moment:

From ACI-318….Ch.10.3.6.2 equation 2 for tied column:

$p_u = 4222.2KN$

$P_{n(max)} = \frac{p_u}{0.65} = \frac{4222.2}{0.65} = 6495.6kN.$

$P_{n(max)} = 0.8 * Ag\{0.85\ fc' + °_g(f_y - 0.85 f_c')\}$

Assume $°_g = 0.015$

$6495.6\times10^3 = 0.8Ag_{req}\{0.85\times24 + 0.015(400 - 0.85\times24)\}$

$Ag_{req} = 3111.6cm^2$

When we select square column:

$a * b = 3111.6cm^2$

$a = b = \sqrt{3111.6} = 55.7cm$

select (60*60 cm column) with Ag = 3600cm^2

To check is the column short or long:

$\frac{k.L}{r} = \frac{k.L}{0.3(h)} = \frac{(1)(3.66)}{(0.3)(0.6)} = 20.3 < 22\ldots\ldots\ldots$ it is short column.

$6495.6\times10^3 = 0.8*360000\{0.85*24 + °_g(400 - 0.85*24)\}$

$°_g = 0.0056 < 0.01.....ok$

$select °_g = 0.01$

$A_{s=} 0.01\times60\times60 = 3600cm^2$.

$select$12¤20

$with A_s = 37.7cm^2$

- **Design the ties of the column:**

  - (48) tie – bar diameter = 48 (1.0) = 48 cm .
  - (16) longitudinal – bar diameter = 16 (1.2) = 19.2 cm.
  - least column dimension = 25 cm .

  so select 1 Φ 10 @ 18 cm .

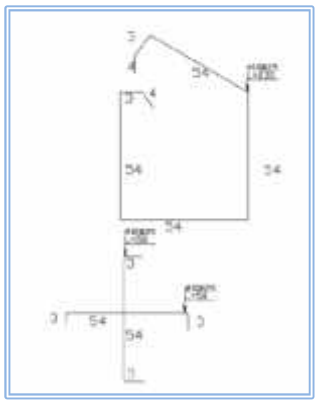


Fig. (4-29)Column ties

(4.9) Design of Circular Column (C43) at first Floor:

Design of column without moment:

From ACI-318….Ch.10.3.6.3 equation for spiral column:

$p_u = 3740\,KN$

To check is the column short or long:

$$\frac{klu}{r} \le 34 - 12\frac{M1}{M2} \le 40 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots ACI - (10.12.2)$$

$r = 0.25 \times D \ldots\ldots\ldots for\ circular\ columns$

$$\frac{1 \times 3.6}{0.25 \times 0.60} = 24 < 34$$

$\therefore Short Coloumn$

$$P_{n\,(max)} = \frac{p_u}{0.7} = \frac{3740}{0.7} = 5342.86kN.$$

Assume $\circ_g = 0.02$

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

$$5342.86 \times 10^3 = 0.85 Ag_{req}\{0.85 \times 24 + 0.02(400 - 0.85 \times 24)\}$$

$$Ag_{req} = 2245.54cm^2$$

When we select square column:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Ag_{req}}{®}} = \sqrt{\frac{4 \times 2245.54}{®}} = 53cm$$

➔ Select D = 60 cm

With $Ag_{req} = \frac{® \times D^2}{4} = \frac{® \times 60^2}{4} = 2827.43cm^2$

$$5342.86 \times 10^3 = 0.85 \times 2827.43\{0.85 \times 24 + \circ_g (400 - 0.85 \times 24)\}$$

$0.00113 > °_g = 0.018 > 0.001$.....*ok*

$A_s = 0.0113 \times 2827.43 = 32cm^2$

*use*10¤20

$As_{provided} = 32.2cm^2$

- **Design the Spirals of the column:**

$$°_s = 0.45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right] \times \frac{fc'}{fy}$$

$$A_c = \frac{®}{4} \times D_c^{\,2}$$

$D_c = h - 2 \times C$

$D_c = 60 - 2 \times 4 = 52cm$

$A_c = \frac{®}{4} \times 52^2 = 2123.7cm^2$

$$°_s = 0.45 \times \left[\frac{2827.43}{2123.7} - 1\right] \times \frac{24}{400} = 0.009$$

$$S_{\max} = \frac{4 \times a_s \times (D_c - d_b)}{°_s \times D_c^{\,2}}$$

$$S_{\max} = \frac{4 \times 0.785 \times (52 - 1)}{0.009 \times 54^2} = 6.1cm$$

Select $S_{\max} = 5cm$

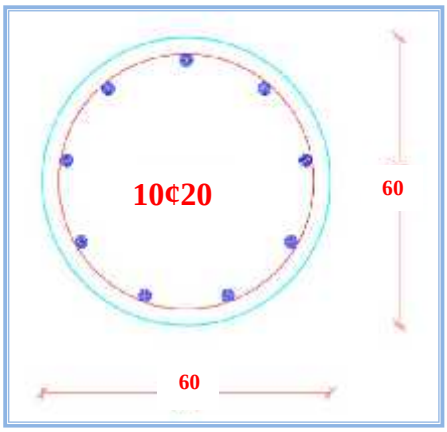


Fig. (4.30) Circular Column (C6) section

(4.10): Design of Isolated footing (F7):

(4.10.1) Determination of Loads & Area of footing:

Total factored load for column (C8)= 6238.5 KN

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Determination of required area of footing:

$$A_{req.} = \frac{total\ load}{1.4 \pm_{allow}}$$

$$= \frac{6238.5}{1.4 \times 500} = 8.91 m^2$$

$$a = b = \sqrt{8.91} = 3m$$

$$select\ 3.1 \times 3.1 = 9.61 m^2 > A_{req.}$$

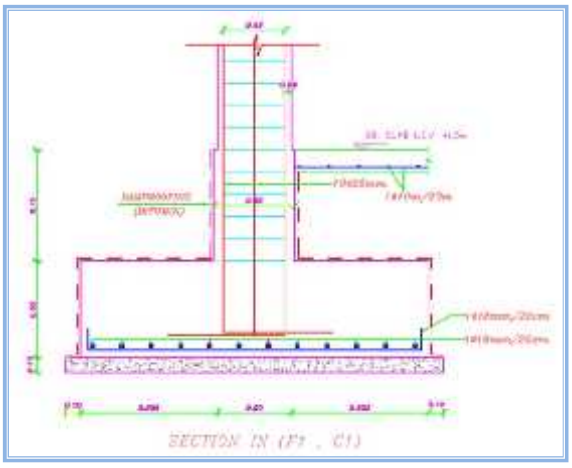


Fig.(4.31)
Isolated footing

(4.10.2) depth Determination by check of punching:

Pumax = 6238.5KN

Select h = 100cm

d = 90 - 5 - 1 - 1 = 83cm

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

b_o = 572cm

$Bc \equiv$ *proportion of column* dim*ensions*

$$Bc = \frac{60}{60} = 1$$

$\sim_s$ = 40.....*in*terior *column*

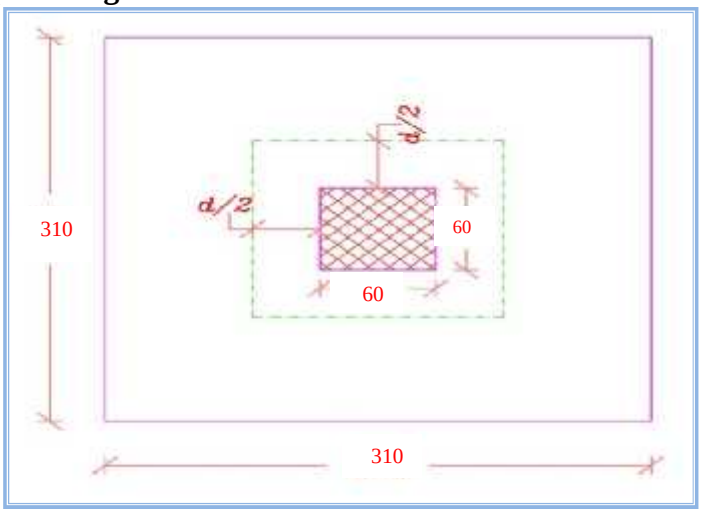


Fig.(4.32)
Shear critical section

The punching shear strength is the smallest of:

$$\Phi V_c = 0.75 \times \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{3} = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{5720 \times 830}{3} = 5814.6KN \text{.....} controls$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{c}\right) \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{6} = 0.75 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{24} \times \frac{5720 \times 830}{6} = 8722KN$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right) \sqrt{f_c'} \times \frac{b_o d}{12}$$

$$= 0.75 \times \left(\frac{40}{5720/830} + 2\right) \sqrt{24} \times \frac{6120 \times 930}{12} = 11344.6KN$$

Where:

$\Phi V_c \geq V_{u_{critical}}$

$V_{u_{critical}} = V_u - \pm_{allow.} A_{critical}$

$V_{u_{critical}} = 6238.5 - 500 \times (1.18 \times 1.18) = 5542.3KN$

$\Phi Vc = 5814.6KN > V_{u_{critical}} = 5542.3KN$ $\quad \therefore$ *the selected depth is OK*

(4.10.3)Determination of bearing pressure :

Resultant moment around x - axis : -

$M_{R_X} = 0$

$M_{R_Y} = 0$

$$\pm = \frac{P_u}{A} = \frac{6238.5}{3.1 \times 3.1} = 649.2 KN/m^2$$

$$\pm_{max} = 649.2 KN/m^2 < 1.3 \times 1.4 \times \pm_{allow.}$$

$$\pm_{max} = 910 KN/m^2 \quad \therefore \textit{the assumption is correct}$$

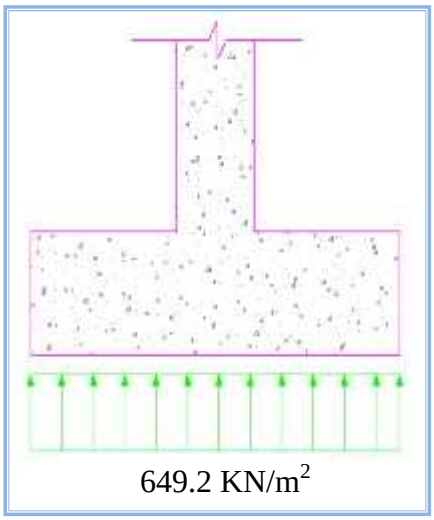


Fig.(4.33)
Applied Bearing pressure

(4.10.4)Design of Bending:

- **<u>design in plain concrete:</u>**

$$\sum M_{(C.S)} = 649.2 \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} \times 3.1 = 1572.3 KN.m$$

$$\pm_T \leq \pm_{CT}$$

$$\pm_T = 0.42 \times \sqrt{fc'} = 0.42 \times \sqrt{24} = 2.06 Mpa$$

$$¤ \times Mn = 0.55 \times \pm_T \times \frac{bh^3}{6}$$

$$= 0.55 \times 2.06 \times \frac{3.1 \times 0.90^3}{6} \times 10^9 = 426.8 KN.m$$

$$¤ \times Mn = 426.8 < Mu = 1572.3 KN.m$$

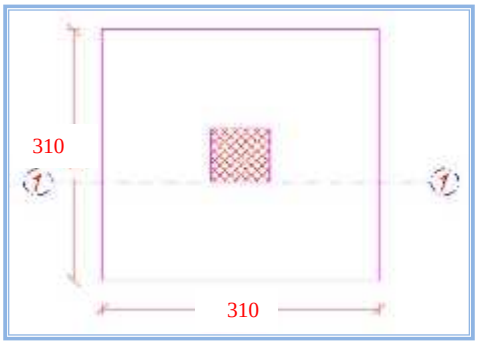


Fig.(4.34)
Moment design section

➔ not satisfied …… Design in reinforced concrete

- **Design in reinforced Concrete**

$Mu = 1572.3 \text{kN.m}$

$$Mu = \frac{\text{Mu}}{¤} = \frac{1572.3}{0.9} = 1747 \text{KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{1747 \times 10^6}{3100 \times (900)^2} = 0.696 MPa$$

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

$$° = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.696)}{400}}\right) = 0.00177$$

As = (0.00177) (310) (83) =45.56 cm^2

According to ACI-code (10.5.1):

$$As_{\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(400)}(3100)(830) \geq \frac{1.4}{400}(3100)(830)$$

$$As_{\min} = 78.78 cm^2 < 90 cm^2$$

$$1.3 \times As_{req} = 1.3 \times 45.56 = 69.23 cm^2 .....controls$$

$$As_{\min} = 69.23 cm^2$$

$$As_{req} < As_{\min} \Rightarrow As_{req} = As_{\min} = 69.23 cm^2$$

Select 1 Φ 20/15cm in both directions.

(4.10.5) Design of Dowels:

$$¤ \times P_n = ¤ \times (0.85 \times fc' \times Ag) \geq pu$$
$$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 500^2 = 3315 < Pu = 6238.5KN$$
$$\Rightarrow ¤ \times P_n = ¤ \times (0.85 \times fc' \times Ag + As \times fy)$$
$$\Rightarrow As = \frac{6238.5 \times 10^3 - 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 500^2}{0.65 \times 400} = 11.24cm^2$$
$$\Rightarrow \text{Select } 6\ \Phi\ 16$$

(4.11) : Design of strip footing :

Weight of wall = height × thickness of wall × 1m wide × ¥ concrete

$= 20 \times 0.30 \times 1 \times 24$

D.L $= 144$ kN/m

L.L $= 5$ kN/m

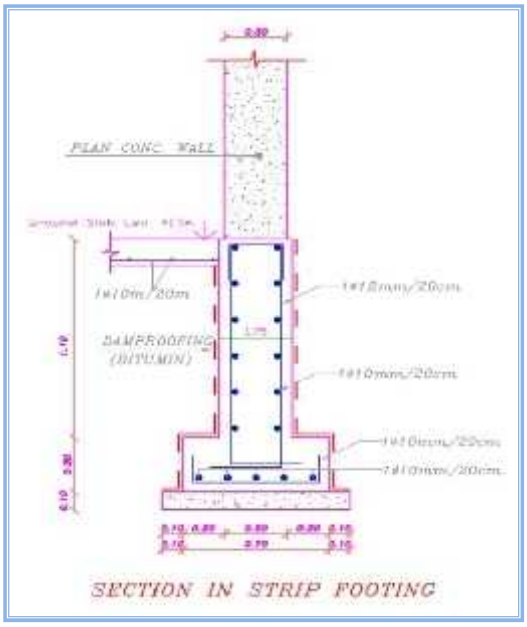


Fig.(4.35)
Strip footing section

(4.11.1)Determination of footing depth:

Assume the footing depth d=40cm.

Allowable net soil pressure = q_{allow} - ¥ d

$= 500 - (18 \times 0.4)$.

$= 490$ kN/m²

Footing width $= \frac{144}{490} = 0.3$ m

So select 0.7 m width strip footing.

Total load factored $(q_u) = 1.2D + 1.6L = 180.8$ kN/m.

$$P_{net} = \frac{qu}{area} = \frac{180.8}{0.7 \times 1} = 258.28 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'}\, b_w d = 0.75 \times \frac{1}{6} \sqrt{24} \times (700) \times (d) = 428.7d$$

$$Vu = (P_{net})\left(\frac{w - bw}{2}\right)$$

$$= 258.28 \times \frac{0.7 - 0.3}{2} = 51.65 \text{ kN.}$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$428.7\ d = 51.65$$

d = 12.0 cm …. Then h = (12.0 +5 + 0.6 +1.2) = 18.8 cm so select h = 30 cm .

d=23cm

(4.11.2) Determination of reinforcement for moment strength :

$$Mu = (Pnet)\left(\frac{w - bw}{2}\right)\left(\frac{w - bw}{4}\right)$$

$$= 258.28\left(\frac{0.7 - 0.3}{2}\right)\left(\frac{0.7 - 0.3}{4}\right)$$

$$Mu = 5.2 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu_{rec}}{\Phi} = \frac{5.2}{0.9} = 5.74 \text{KN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2}$$

$$= \frac{5.74 \times 10^6}{700 \times (230)^2} = 0.155\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)0.155}{400}}\right) = 0.0004 < °_{min} = 0.0018 \ldots \text{controls .}$$

$$Areq = °_{min} \times b \times d = 0.0018 \times 70 \times 23 = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$\#\text{ Of bar} = \frac{2.9}{0.79} = 3.7 \ldots \text{select } (5\,\Phi\,10).$$

(4.11.3) design of longitudinal bars :

$Areq = \rho_{min} \times b \times d = 0.0018 \times 70 \times 23 = 2.9\,cm^2$ .....select (5Φ10).

(4.11.4) Design of Dowels

$\phi \times P_n = \phi \times (0.85 \times fc' \times Ag) \geq pu$

$= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times (300 \times 1000) = 3978KN > Pu = 221.41KN$.....*satisfied*

$\Rightarrow$ minimum reinforcement is required

$\Rightarrow As\,\min = 0.0018\,Ag = 0.0018 \times 30 \times 100 = 5.4cm^2$

$\Rightarrow$ Select 5 Φ 12/1m……for the two faces

(4.12) Design of mat foundation:

(4.12.1) Determination of Loads & Area of foundation:

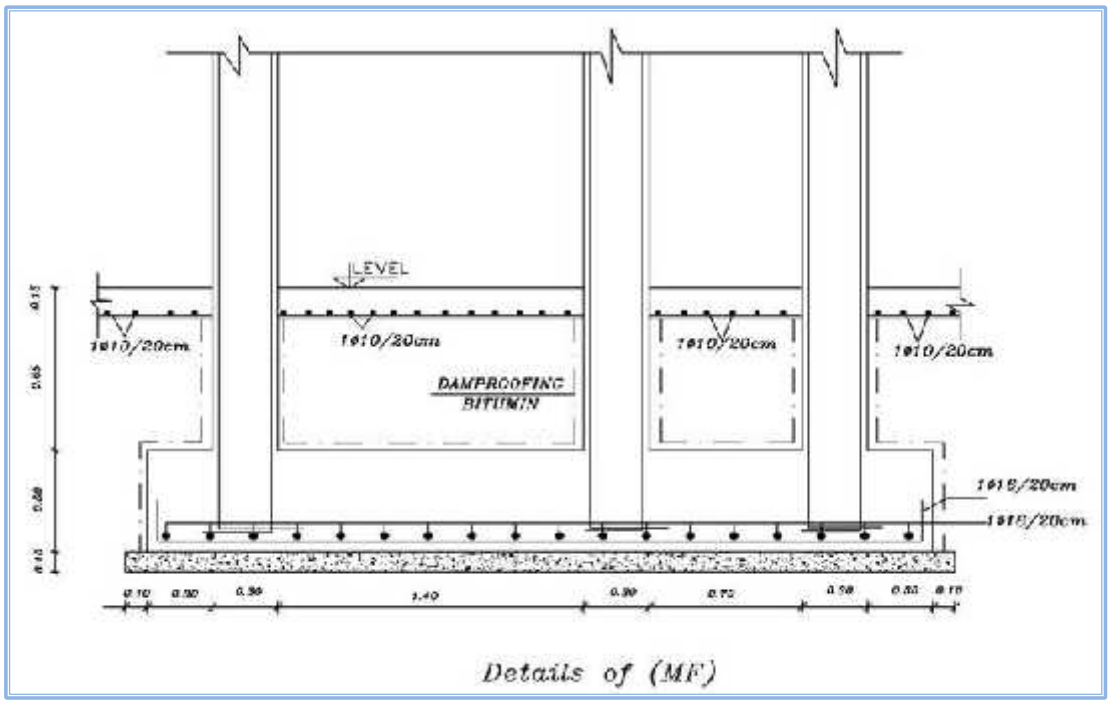


Fig.(4.36)
Mat foundation section

D_{wall}=0.3×20×25=150 KN/m.

$D_{self\ weight\ for\ elevator}$=20/(1.7×2 + 2.4×2)=2.5 KN/m.

Total dead load D_{tot}=150+2.5= 152.5 KN/m.

Total live load L_{tot}=10/(1.7×2 + 2.4×2)=1. KN/m

qu $_{for\ elevator}$ =1.2D+1.6L=185.1 KN/m

qu $_{wall}$ =1.4D=210KN/m

pu $_{wall\ elevator}$ =185.1×(1.7×2 + 2.4×2)= 1517.82 KN

pu $_{wall}$ = 210×(1.3×2 + 3.91×2) = 2188 KN

pu $_{columns}$ =600+600+1000=2200 KN

Allowable soil pressure = 500 KN/m²

Total load P_{Ru}=1517.82+2188+2200=5905.82 KN

$$A_{req.} = \frac{total\ load}{1.4\pm_{allow}}$$

$$= \frac{5905.82}{1.4 \times 500} = 8.5m^2$$

$$select\ 3.6 \times 4.5 = 16.2m^2 > A_{req.}$$

(4.12.2) Depth Determination by check of punching:

Pu = 1181.2 KN....for one wall

Select h = 50cm

d = 50 - 5 - 1 = 44cm

The punching shear strength:

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{f_c'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 4510 \times 440 = 1215KN$$

Where:

$\Phi V_c = 1215KN > Vu = 1181.2$ .....no shear reinforcement is required

$\therefore$ selected depth is OK

(4.12.3)Determination of bearing pressure :

$$M_{R_X} = 0$$

$$M_{R_Y} = 0$$

$$\pm = \frac{P_u}{A} = \frac{5905.82}{3.6 \times 4.5} = 363.75 KN/m^2$$

$\pm < 1.3 \times 1.4 \times \pm_{allow.}$ $\therefore$ *the assumption is correct*

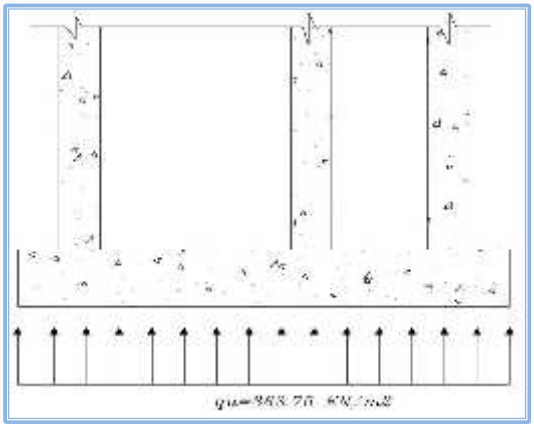


Fig.(4.37)
Bearing pressure diagram

(4.12.4) Moment calculation at the required sections for design:

Moment around X-axis at Section(1-1):

$$M_{(1-1)} = 363.75 \times 0.3 \times \frac{0.3}{2} \times 3.6 = 58.9 KN.m$$

at Section(2-2):

$$M_{(2-2)} = 363.75 \times 0.3 \times \frac{0.3}{2} \times 4.5 = 73.82 KN.m$$

To find the value of the moment which affect the top reinforcement we have to determine the zero shear point:

$1181.2 = 363.75 \times d \times 4.5$

$\Rightarrow d = 0.72m$

$$M_{(3-3)} = -1181.2 \times (0.72 - 0.45) + 363.75 \times 4.5 \times \frac{0.72^2}{2}$$

$$= 106.32 KN.m$$

$\Rightarrow \therefore$ no top reinforcement is required

(4.12.5) Design of reinforcement :

Design of reinforcement For M(1-1)& M(2-2):

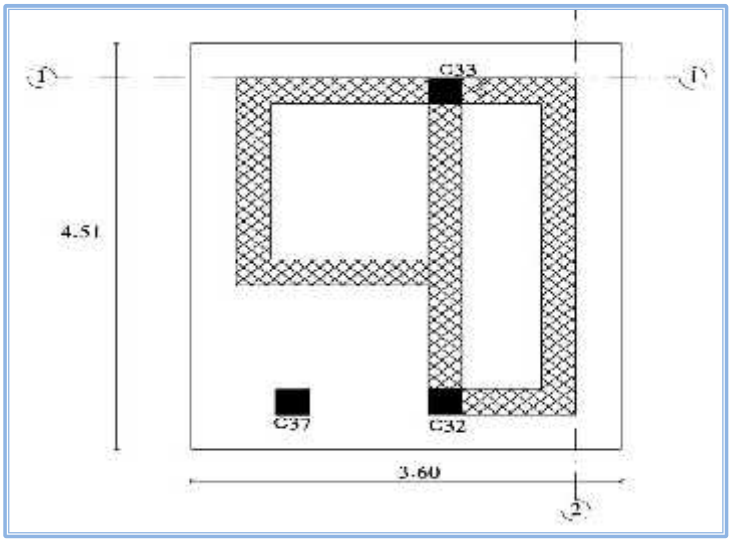


Fig.(4.38)
Required sections for design

$Mu = 58.9\,\text{KN.m}$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{58.9}{0.9} = 65.5\text{KN.m}$$

$$\text{m} = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{65.5 \times 10^6}{1000 \times (440)^2} = 0.338\ \text{N/ mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.338)}{400}}\right) = 0.00085$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00085 \times 100 \times 44 = 3.74\,cm^2$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(400)}(1000)(440) = 13.47cm^2 \geq \frac{1.4}{400}(1000)(440) = 15.4cm^2$$

$A_{Smin\ shrinkage\&temp} = 0.0018*100*50 = 9cm/m^2$

$A_{S\ control} = 9cm/m^2$

$\Rightarrow select 5\,\Phi 16/1m$ with $A_S = 10.05\ cm^2$

$Mu = 73.82\,KN.m$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{73.82}{0.9} = 82.1KN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 24} = 19.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{82.1 \times 10^6}{1000 \times (440)^2} = 0.424\ N/mm^2$$

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

$$= \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.424)}{400}}\right) = 0.00107$$

$A_{req} = \rho \times b \times d = 0.00107 \times 100 \times 44 = 4.7\,cm^2$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{fc'}}{(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(400)}(1000)(440) = 13.47cm^2 \geq \frac{1.4}{400}(1000)(440) = 15.4cm^2$$

$1.3*A_{S\ req} = 1.3*4.7 = 6.11cm^2/m$

$A_{Smin\ shrinkage\&temp} = 0.0018*100*50 = 9cm/m^2$

$A_{S\ control}$ =9cm/m^2

$\Rightarrow select 5\,\Phi 16/1m$ with A_S = 10.05 cm^2

(4.13) Design of stairs :

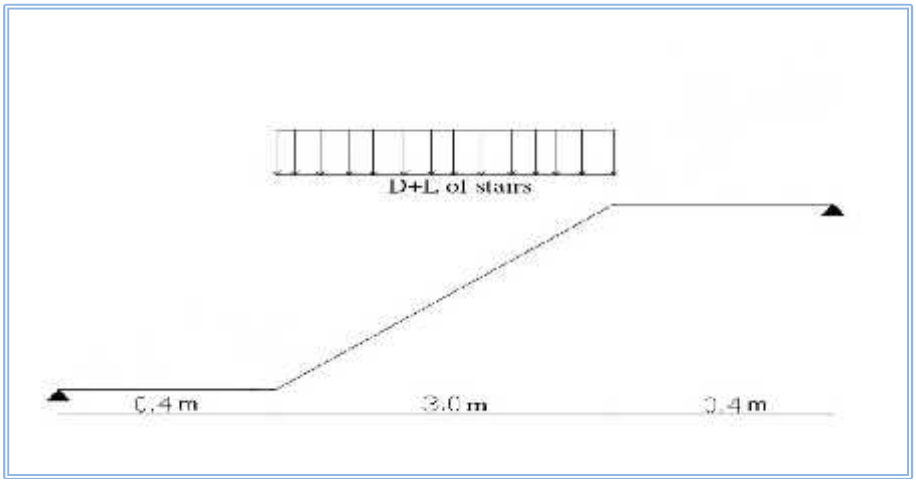


Fig.(4-39) loads of stairs

(4.13.1) loads of landing :

1. H- plate = (0.04) (22) (23/30 = 0.675 kN/m^2
2. V- plate = (0.03) (22) (17.5/30) = 0.385 kN/m^2
3. Concrete plat = (0.15) (25) / cos(30.3) = 4.34 kN/m^2
4. Steps = (0.175/2) (25) = 2.188 kN/m^2
5. H- mortar = (0.03) (25) = 0.75 kN/m^2
6. V-mortar = (0.03) (25)(17.5/30) = 0.44 KN/m^2
7. Plaster = (0.03) (22) /cos(30.3) = 0.764 kN/m^2

D= 9.54 KN/m^2

L = 5 KN/ m^2

Factored load:

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 1.2 (9.54) + 1.6 (5) = 19.5 KN/ m.

q_u = 19.5KN/m

for 1m strip:

q_u = 19.5KN/m

$$A = B = \frac{q \times L}{2}$$

$$A = B = \frac{19.5 \times 3}{2} = 29.25KN$$

Mu $_{max}$= 29.25(0.4+1.5)-19.5*1.5*(1.5/2)

Mu $_{max}$ = 33.64 KN.m

d= 15-2-1=12 cm

(4.13.2) Design of shear :

φ.Vc≥ Vu

φ.Vc =0.75*(1/6)*√fc`*b*d

= 0.75*(1/6)* √24*1000*120

= 73.5KN

φ.Vc≥ Vu

73.5> 25.25

No shear reinforcement is required.

(4.13.3) Design Moment :

Mu= 33.64KN.m

Mn= 33.64/0.9=37.38KN.m

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{400}{0.85*24}=19.6$$

$$R_n=\frac{Mn}{b*d^2}=\frac{37.38\times10^6}{1000*(120)^2}=2.6Mpa$$

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

$$\circ=\frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2(19.6)(2.6)}{400}})=0.007$$

$$As=\circ\times b\times d$$

$$As=0.007\times100\times12=8.4\,cm^2/m$$

$$As_{min}=\frac{0.25\sqrt{fc^-}(bw)(d)}{fy}\geq\frac{1.4(bw)(d)}{fy}.....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{min}=\frac{0.25\sqrt{24}(1000)(120)}{400}\geq\frac{1.4(1000)(120)}{400}.....(ACI-10.5.1)$$

$As_{min}=3.67<4.2$…..the larger control

$As_{min}=4.2cm^2$

As > As_{min}…….ok

So select Φ12/15 cm

$As_{provided}$ = 9.04cm².

(4.13.4) Design of secondary reinforcement :

As required for shrinkage and temperature:

As = 0.0018*100*15= 2.7 cm^2/m

Check for As= (1/5)*8.4=1.68 cm^2/m

As required=2.7 cm^2/m

So select Φ8/15 cm

(4.13.5) Design of Landing :

- **Loading :**

DL slab=25*0.15=3.75 KN/m^2

DL tiles=0.04*22=0.88KN/m^2

DL plaster = 0.03*22 =0.66 KN/m^2

DL= 5.3KN/m^2

For 1m strip DL = 5.3 KN/m+9.54KN/m

DL =14.84KN/m

LL = 5 KN/m

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 1.2 (14.84) + 1.6 (5) = 30.8 KN/ m.

q_u = 30.8 KN/m

- **Design of shear :**

φ.Vc≥ Vu

φ.Vc =0.75*(1/6)*√fc^-*b*d

= 0.75*(1/6)* √24*1000*120

= 73.5KN

φ.Vc≥ Vu

73.5 KN> 61.6 KN

No shear reinforcement is required.

- **Design Moment :**

$$Mu = \frac{qu \times L^2}{8}$$

$$Mu = \frac{30.8 \times 4^2}{8} = 61.6 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{61.6}{0.9} = 68.44 KN.m$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{68.44 \times 10^6}{1000 * (120)^2} = 4.75 Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(4.75)}{400}}) = 0.014$$

$$As = \circ \times b \times d$$

$$As = 0.014 \times 100 \times 12 = 16.8 \, cm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{fc^-}(bw)(d)}{fy} \geq \frac{1.4(bw)(d)}{fy} .....(ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24}(1000)(120)}{400} \geq \frac{1.4(1000)(120)}{400} .....(ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 3.67 < 4.2 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger control}$$

$$As_{min} = 4.2 cm^2$$

$As > As_{min}$…….ok

So select Φ16/15 cm

$As_{provided}$ = 17cm².

- **Design of secondary reinforcement:**

As required for shrinkage and temperature:

As = 0.0018*100*15= 2.7 cm^2/m

Check for As= (1/5)*16.8=3.36 cm^2/m

As required=3.36 cm^2/m

So select Φ8/15 cm

Additional 4 Φ 16 must be added at the edge of landing.

(4.14) Design of solid slap of stairs :

Check if one way solid slab or two way solid slab:

Lx=4m

Ly=6.3m

Lx/Ly=4/6.3= 0.635>.0.5

(Two way solid slab)

Min thickness of two way solid slab (h) = Ln/33 (ACI 318-2005-9.5.3.2)(Table 9.5.c)

h=Ln/33= 6/33=18.5 cm

we select h= 20 cm

Dead load for two way solid slab:

Reinforced concrete=25*0.2 = 5 KN/m^2

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2

D= 5.66 KN/m^2

For 1m strip:

DL=5.66KN/m

LL=3 KN/m

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 1.2 (5.66) + 1.6 (3) = 30.8 KN/ m.

q_u = 11.6 KN/m

(4.14.1) Design of bending moment:

By increasing the field moment method:

For 1m strip in X&Y direction:

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{6.3}{4} = 1.575 < 2$$

Kfx=26.75

Kfy=77.8

Ksx=12.35

Ksy=17.5

KAx=1.94

Kay=2.19

$$M_{ux} = \frac{q_u \times lx^2}{k_{fx}} = \frac{11.6 \times 4^2}{26.75} = 7KN.m/m$$

$$M_{uy} = \frac{q_u \times lx^2}{k_{fy}} = \frac{11.6 \times 4^2}{77.8} = 2.4KN.m/m$$

$$Ax = \frac{q_u \times lx}{kAx} = \frac{11.6 \times 4}{1.94} = 46.4KN/m$$

$$Ay = \frac{q_u \times lx}{kAy} = \frac{11.6 \times 4}{2.19} = 21.2KN/m$$

Design the bending moment by using the parameters : (δx & δy):

δx =1.05

δy= 1.045

Design in X-direction:

Mux= 7KN.m

Mux = 7*1.05 = 7.35 KN.m

Mn=7.35/.9 = 8.2 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

$$R_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{8.2 \times 10^6}{1000 * (160)^2} = 0.32 Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{19.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(19.6)(0.32)}{400}}) = 0.0007$$

$$As = \circ \times b \times d$$

$$As = 0.0007 \times 100 \times 16 = 1.23\,cm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{fc^-}(bw)(d)}{fy} \geq \frac{1.4(bw)(d)}{fy} .....(ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{24}(1000)(160)}{400} \geq \frac{1.4(1000)(160)}{400} .....(ACI - 10.5.1)$$

$$As_{min} = 4.9 < 5.6 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger control}$$

Check for shrinkage and temperature:

As min = 0.0018*100*20= 3.6 cm^2/m

$$As_{min} = 5.6 cm^2$$

So select Φ12/20 cm

Design in Y-direction:

Muy= 2.4KN.m

Muy = 2.4*1.045 =2.508 KN.m

Mn=2.508/.9 =2.79 KN.m

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{400}{0.85*24}=19.6$$

$$R_n=\frac{Mn}{b*d^2}=\frac{2.79\times10^6}{1000*(160)^2}=0.1Mpa$$

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

$$\circ=\frac{1}{19.6}(1-\sqrt{1-\frac{2(19.6)(0.1)}{400}})=0.00025$$

$$As=\circ\times b\times d$$

$$As=0.00025\times100\times16=0.4\,cm^2/m$$

$$As_{min}=\frac{0.25\sqrt{fc^-}(bw)(d)}{fy}\geq\frac{1.4(bw)(d)}{fy}.....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{min}=\frac{0.25\sqrt{24}(1000)(160)}{400}\geq\frac{1.4(1000)(160)}{400}.....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{min}=0.52<5.6\ldots\ldots\ldots\text{the larger control}$$

Check for shrinkage and temperature:

As min = 0.0018*100*20= 3.6 cm^2/m

$$As_{min}=5.6cm^2$$

So select Φ12/20 cm

Top reinforcement:

In both directions As min for shrinkage & temperature:

As min = 0.0018*100*20

As min = 3.6 cm^2/m

So select Φ8/15 cm

(4.14.2) Design of shear:

φ.Vc≥ Vu

73.5 KN> 46.4 KN

(No shear reinforcement is required)

(4.15) Shear wall Design:

(4.15.1) General definitions for seismic load calculations:

The horizontal force on shear wall is given by:

$$0.11C_a I \times W \le V = \frac{C_v I}{RT} \times W \le \frac{2.5C_a I}{R} \times W$$

Where:

- V ≡ The design base shear.
- W ≡ Total seismic dead weight of the building, including the weight of all permanent structural and nonstructural components ,such as walls, floors, roofs, and fixed service equipment. In storage, a minimum of 25% of the floor live load must be included.
- R ≡ Numerical coefficient depends on the structural system and equal to 5.5 for for concrete structures .
- I ≡ Importance coefficient depends upon occupancy category and equal to 1 in colleges and universities.
- C_v&C_a ≡ Coefficients depends on Soil profile type coefficient (S), seismic zone factor (Z) .
- T ≡ elastic fundamental period of vibration, in seconds, of the structure in the direction under consideration and it is calculated according to the following formula:

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Where:

- h_n ≡ Height of the structure above the base level.
- C_t ≡ Coefficient equal to 0.02 for all reinforced concrete buildings.

The total design base shear V is distributed over the height of the structure according to equation:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i$$

Where:

- $F_t \equiv$ The concentrated force applied at the top of the structure and shall be calculated from the following formula:

$$F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25V .$$

The remaining portion of the base shear is distributed over the height of the structure including the top level n , according to the expression:

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i}$$

Where

- W_x & $W_x \equiv$ Portion of Weight for (x)&(i) level.
- $h_x, h_i \equiv$ Height to (x)&(i) level measured from the base level.

For calculating the design value of shear at any level, the following formula shall be used:

$$V_x = F_t + F_x$$

Where;

$Vx \equiv$ The design shear at any story

(4.15.2) seismic load calculations:

calculation for weight of the structure (W):

$W_{of\ one\ similar\ \ floor\ 1st\ 2nd\ 3th} = 643\times 9.78 + 50\times 10.72 + 157\times 8.87 = 8217.13 kn$

$W_{of\ the\ last\ \ floor} = 50\times 10.72 + 550\times 9.78 = 5915 kn$

$W_{columns\ \ for\ similar\ \ floor\ 1st\ 2nd\ 3th} = 56\times 0.16\times 25\times 3.65 = 817.6 kn$

$W_{of\ columns\ in\ last\ \ floor} = 46\times 0.16\times 25\times 3.65 = 671.6 kn$

$W_{of\ \ walls} = 18.5\times 0.3\times 25\times 3.65 = 506.5 kn$

$W_{total} = 8217.13\times 3 + 5915 + 817.6\times 3 + 671.6 + 506.5 = 34197.3 kn$

$W = W_{ult.} = 1.4 * 34197.3 = 47876.3 KN$

From the chapter three of the earthquake load is as the following formula:

$$V = \frac{0.45(1)}{5.5\times 0.61}\times w = 0.134 w \ldots\ldots\ldots\ldots (UBC - 30 - 4)$$

$$V = 0.134 w = 0.134\times 47876.3 = 6398.5 kn$$

$$F_x = \frac{(V - F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} \ldots\ldots\ldots\ldots (UBC - 30 - 15)$$

$$F_t = 0.07\times T\times V \ldots\ldots\ldots\ldots (UBC - 30 - 14)$$

$$F_t = 0.07\times 0.61\times 6398.5 = 273.2 kn$$

$$\sum_{i=1}^{n} w_i h_i = 9035\times 3.65 + 9035\times 7.3 + 9035\times 10.95 + 6586.6\times 14.6 = 294030.9\ Kn$$

- **Sheer at first floor :**

$$F_{x1} = \frac{(6398.5 - 273.2) 9035\times 3.65}{294030.9} = 686.9 kn$$

- **Sheer at second floor :**

$$F_{x2} = \frac{(6398.5 - 273.2) 9035\times 7.3}{294030.9} = 1373.9 kn$$

- **Sheer at third floor :**

$$F_{x3} = \frac{(6398.5 - 273.2) 9035\times 10.95}{294030.9} = 2060.9 kn$$

- **Sheer at last floor :**

$$F_{x4}=\frac{(6398.5-273.2)9035\times14.6}{294030.9}=2003.31kn$$

From the calculation of Mb software we find that the percentage of load on the sheer to the building is 14% so

$F_x=0.14\times sheer\ force\ of\ floor$

(4.15.3) load calculation of wall (SW10) :

Part of load for wall (SW10):

$F_{x1}=686.9\times0.14=100.2\,kn\ldots at\,1^{st}\ floor$

$F_{x2}=1373.9\times0.14=200.5\ kn\ldots at\,2^{nd}\ floor$

$F_{x3}=2060.9\times0.14=300.9\ kn\ldots at\,3^{rd}\ floor$

$F_{x4}=2003.31\times0.14=292.5\ kn\ldots at\ last\ floor$

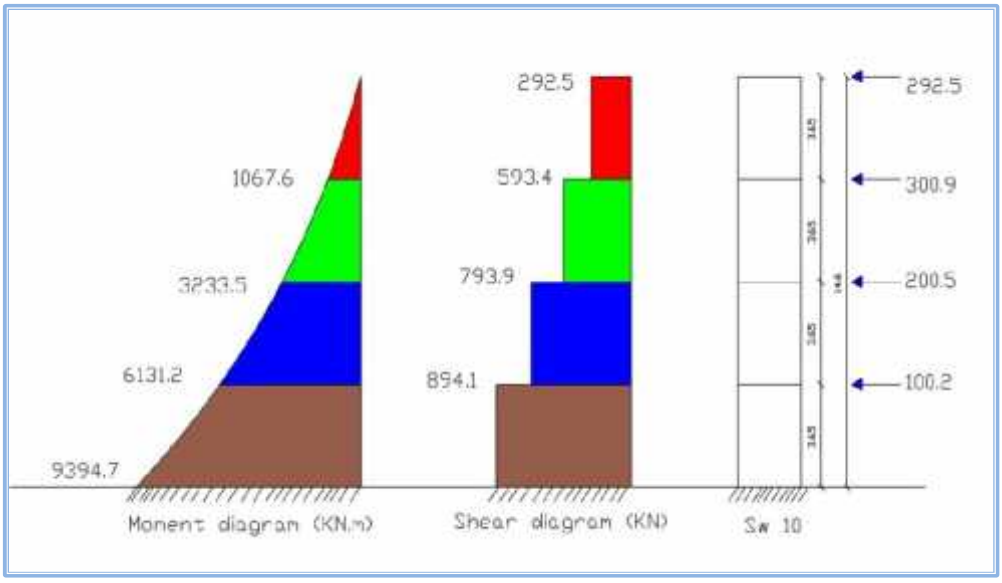


Fig.(4-40) moment and shear diagrams for shear wall

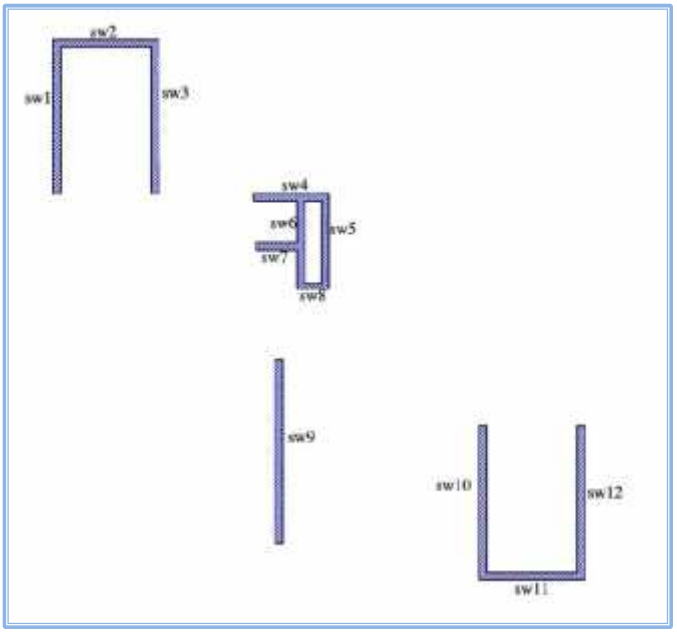


Fig.(4-41)Shear wall numbers

(4.15.4) Design of reinforcement (SW10):

- **Internal forces**

Max Mu= 9394.7 kn.m

Max vu =894.1 kn.m

$pu = weight\ of\ sheer\ wall = 0.3 \times 5.99 \times 15 \times 25 \times 1.2 = 808.65\ kn$

- Design in plain concrete :

$$\Phi Vc = \frac{1}{9}\Phi\sqrt{fc'} \times b \times h$$

Where b=lw …..is the length of sheer wall in the direction of action

$$0.55 \times \frac{1}{9} \times \sqrt{24} \times (5990\ ) \times (300\ ) = 537\ .98\ KN\ \leq Vu\ = 894\ .1\ kn$$

We must use a reinforcement concrete .

- **Design of sheer:**

Vu= 894.1 kn

d = 0.8*l_w=0.8*599= 479.2 cm =4792mm

$$\Phi Vc = \frac{1}{6}\Phi\sqrt{fc'} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times (300) \times (4792) = 880KN < Vu$$

$$\emptyset\, vs_{min} = \frac{1}{3} \times 0.75 \times b \times d = \frac{1}{3} \times 0.75 \times 300 \times 4792 = 359.4\, kn$$

$$\emptyset\, Vs_{req} = Vu - \emptyset vc = 894.1 - 880 = 14.1\, kn$$

Assume Ø 10 for sheer reinforcement .

$$S\,req = \frac{\emptyset \times Av \times f_y \times d}{\emptyset \times Vc_{req}} = \frac{0.75 \times 2 \times 78.5 \times 400 \times 4792}{14.1 \times 10^3} = 35\, cm$$

So select S= 30 cm

So, use Ø10 @30 cm

$$S_{used} < \frac{lw}{5} \rightarrow 30 \;\; \frac{599}{5} = 119.8\, cm$$

$$S_{used} < 3 \times h \rightarrow 30 < 3 \times 30 = 90\, cm$$

$$S_{used} < 50cm \rightarrow 30 < 50cm$$

$$\frac{2 \times 0.785}{30} \geq 0.0025 \times 30 \rightarrow 0.052 < 0.075 \rightarrow not\ okey$$

So we will try to use Ø12 @30 cm

$$Av = 2 \times \frac{3.14 \times 12^2}{4} = 226.08\, mm^2$$

$$\frac{2 \times 1.1304}{30} \geq 0.0025 \times 30 \rightarrow 0.07536 > 0.075 \rightarrow \ okey$$

So we will use in horizontal reinforcement Ø12 @30 cm

- **Design of vertical reinforcement :**

Min. vertical reinforcement

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5 \;\; 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \;\; (h - 0.0025)$$

$$\rho_h = horzintal\ reinforcement\ ratio$$

$$\rho_h = \frac{2 \times 1.1304 \times \frac{100}{30}}{100 \times 30} = 2.512 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5\ \ 2.5 - \frac{14.6}{5.99}\ \ 2.512 \times 10^{-3} - 0.0025\ \ = 2.5 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 2.5 \times 10^{-3} \times 100 \times 30 = 7.5\ cm^2 (for\ both\ sides)$$

So we will select Ø12 @25 cm in both sides

- **Design of moment**

Design as heavy loaded sheer wall.

So ,the vertical reinforcement of Ø12 @25 cm will be considered.

$$As_{(v)} = 2 \times 1.1304 \times \frac{599}{25} = 54.16\ cm^2 = 5416\ mm^2$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 \times \beta \times fc' \times l_w \times h}{AS \times f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + (\frac{0.85 \times 0.85 \times 24 \times 5990 \times 300}{5416 \times 400}} = 0.061$$

$$M1 = \emptyset \times 0.5 \times AS_{(v)} \times f_y\ \ (l_w \times\ \ 1 - \frac{z}{l_w}$$

$$M1 = 0.9 \times 0.5 \times 5416 \times 400\ \ (5990 \times\ \ 1 - 0.061\ \ = 5483.3\ kn.m$$

$$M_n = \frac{Mu}{0.9} = \frac{9394.7}{0.9} = 10438.5\ kn.m$$

$$M2 = M_n - M1 = 10438.5 - 5483.3 = 4955.2\ kn.m$$

$$As_{boundry} = \frac{M2}{f_y \times (l_w - c_w)}$$

Let c_w =10 cm

$$As_{boundry} = \frac{4955.2 \times 10^6}{400 \times (5990 - 100)} = 21.1\ cm^2$$

This reinforcement is for M_2 .

So, the boundary region must provided with **6Ø25 with** As=29.45 cm^2

الفصل الخامس

المخططات الإنشائية للمشروع

يحتوي الملحق (A) على كامل المخططات الإنشائية للمشروع بكامل تفصيلاتها لكل من العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة والقواعد والجدران الخرسانية والأدراج.

Appendix(A)

LIST OF DRAWINGS

ARCHITECTURAL		STRUCTURAL	
DRAWING NO .	TITLE	DRAWING NO .	TITLE
A-00	SITE PLAN	S-00	Specifications
A-01	Ground Dimensioned Floor	S-01	General Details
A-02	First Dimensioned Floor	S-02	Footing Plan
A-03	Secound Dimentioned Floor	S-03	Footing & Columns Plan
A-04	Third Dimensioned Floor	S-04	Footing Details
A-05	Ground Furnished Floor	S-05	Footing Details
A-06	First Furnished Floor	S-06	Footing Details
A-07	Secound Furnished Floor	S-07	Footing Details
A-08	Third Furnished Floor	S-08	Footing Details
A-09	Section A-A &Section B-B	S-09	Footing Details
A-10	Main Elevation	S-10	Columns Details
A-11	South Elevation	S-11	Columns Details
A-12	North Elevation	S-12	Columns Details
A-13	West Elevation	S-13	Columns Details
		S-14	Staircase Details
		S-15	Slabs Details
		S-16	Ground Floor Rib Slab
		S-17	First Floor Rib Slab
		S-18	Second Floor Rib Slab
		S-19	Third Floor Rib Slab
		S-20	Ground Floor Reinforcment Slab
		S-21	First Floor Reinforcment Slab
		S-22	Second Floor Reinforcment Slab
		S-23	Third Floor Reinforcment Slab
		S-24	Beams Details
		S-25	Beams Details
		S-26	Beams Details
		S-27	Beams Details
		S-28	Beams Details

الفصل السادس

الاستنتاجات والتوصيات

(٦-١): التوصيات

(٦-٢): الاستنتاجات

الفصل السادس

الاستنتاجات والتوصيات

(٦-١): التوصيات:

١. يجب على كل طالب **أو مصمم إنشائي إن** يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية **المحسوبة**.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية عليها.
٣. **تعد إحدى** أهم خطوات التصميم هي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية **المختلفة من خلال** النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل **مفرد ومعرفة** كيفية التصميم مع اخذ الظروف المحيطة بعين الاعتبار.
٤. تم تصميم **أساسات** هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها ($500\ KN/\ cm^3$) **وبالتالي** اختيار الشكل النهائي للأساس المحمول سواء كان عمود **أو جدار الخ** ... .
٥. **إما بالنسبة لبرامج الحاسوب المستخدمة فقد تم استخدام برنامج** (Atir) في التصميم ومقارنة التسليح لكافة العناصر بعد أن تم حسابها يدويا وكانت النتائج متطابقة كما هي في الأمثلة **الموضحة، كما تم استخدام برنامج** (Prokon) في تصميم الأساسات بعد مقارنتها بأحد التصاميم اليدوية وتوافق النتائج.
٦. **الأحمال** الحية المستخدمة كانت من كود **الأحمال الأردني** .
٧. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أي مشكلة ممكن ان تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.
٨. صمم هذا المشروع **لأربعة** طوابق فقط، لذلك لا يمكن **إضافة أي طابق مستقبلا**.
٩. في حال تبين ان قوة تحمل التربة اقل من القوة التي تم الحساب عليها في التصميم فيجب **إعادة** تصميم الأساسات من جديد.
١٠. يجب استكمال تصميم المشروع، بحيث يتم عمل التصميم الكهربائي والميكانيكي قبل المباشرة في تنفيذ المشروع.

(٦-٢): الاستنتاجات:

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم، ونود هنا ومن خلال هذه التجربة ان نقدم مجموعة من التوصيات نأمل ان تعود بالفائدة والنصح لمن خطط بأن يختار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب تنسيق وتجهيز كامل المخططات المعمارية بحيث يتم اختيار مواد البناء والنظام الإنشائي للمبنى، مع انه وفي غالب الأحيان في بلادنا،ان يتم اختيار مبنى مكتف من الخرسانة والواجهات الحجرية، ذلك ان نظام الأطر غير المتكفة والمقاومة للزلازل تحتاج إلى دقة وتفاصيل خاصة أثناء عملية التنفيذ. ولا بد في هذه المرحلة توفر المعلومات الكاملة عن الموقع وتربته وقوة تحملها وذلك في تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة، أيضا بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق المعماري ، ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على اكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في أرجاء المبنى، ليتم استخدامها فيما بعد لمقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

ويمكن تلخيص أعمال المشروع كما يلي:

١. حساب الأحمال بنوعها الميتة والحية والتي يتعرض لها المبنى وعناصره المختلفة.
٢. تصميم العناصر الأفقية من عقدات وجسور وأعصاب وأدراج الخ... .
٣. تصميم العناصر الرأسية من أعمدة وجدران.
٤. تصميم الأساسات بأنواعها: المنفصلة والمستمرة والحصيره.
٥. التعديلات المعمارية ان وجدت.

المصادر والمراجع

1. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05) and Commentary, USA, 2005.
2. Uniform Building Code (UBC-1997) For Seismic Loads Determination, Volume 3, NY, USA, 1997.
3. Bernal, Dionisio- Leet, Kenneth- Reinforced Concrete Design- third edition- copyright by The MC Graw-Hill Companies-1997.

٤. كودات البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردنـــي، عمان، الأردن، ٢٠٠٢ م.

٥. تلخيص وملاحظات الدكتور المشرف.