بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائره الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لكلية العلوم التطبيقية

فريق العمل

المعتصم سليمان الهذالين　　حليم ناصر أبو ماريا

محمد أحمد محمد نجاجرة

إشراف :
د.ماهر عمرو

فلسطين – الخليل
أيار - ٢٠١١م

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية العلوم التطبيقية

فريق العمل

المعتصم سليمان الهذالين حليم ناصر أبو ماريا

محمد أحمد محمد نجاجرة

بناء 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.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
الاسم : د. ماهر عمرو.	**الاسم** : أ. خليل كرامة
.....	.....

أيار - ٢٠١١م

الإهداء

بدانا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات وهانحن اليوم **وامد ◻ نطوي** سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل **امتواضع.**

إلى منارة العلم **والإمام** المصطفي إلى الأمي **الذي علم ا**متعلمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا الكريم سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

إلى الينبوع الذي لا يمل العطاء إلى من حاكت سعادتي بخيوط منسوجة من قلبها إلى والدتي العزيزة.

إلى من سعى وشقي **لأنعم** بالراحة والهناء، الذي لم يبخل بشئ من أجل دفعي في طريق النجاح الذي علمني أن أرتقي سلم الحياة بحكمة وصبر، إلى والدي العزيز.

إلى من حبهم يجري في عروقي ويلج **بذكراهم فؤادي** ، إلى أخواتي وأخواني.

إلى من سرنا سوياً ونحن نشق الطريق معاً نحو النجاح والإبداع إلى من تكاتفنا يداً بيد ونحن نقطف زهرة وتعلمنا , إلى زملائي **الأعزاء.**

إلى من علمونا حروفا من ذهب **وكلمات من** درر وعبارات من أسمى وأجلى عبارات في العلم إلى من صاغوالنا علمهم حروفا **ومن** فكرهم منارة تنير لنا سيرة العلم والنجاح إلى أساتذتنا **الكرام.**

الى كل من ساهم في **إنجاز هذا العمل المتواضع .**

الى كل هؤلاء نهدي هذا البحث.

فريق العمل

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية العلوم التطبيقية

فريق العمل

المعتصم سليمان الهذالين حليم ناصر أبو ماريا

محمد أحمد محمد نجاجرة

المشرف
د. ماهر عمرو

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا
جامعة بوليتيكنك فلسطين

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

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل – فلسطين

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

- بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

- جميع **لساتذة الجامعة ونخص بالذكر الدكتور** ماهر عمرو **والذي بذل كل** جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

- لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

- لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لكلية العلوم التطبيقية

فريق العمل

محمد أحمد محمد نجاجرة حليم ناصر أبو ماريا

المعتصم الهذالين

جامعة بوليتيكنك فلسطين - ٢٠١١

المشرف
د. ماهر عمرو

تتلخص فكرة المشروع في تحليل وتصميم كافة العناصر الانشائية لمبنى كلية العلوم التطبيقية المقترح، حيث سيتم دراسة كل عنصر على حده وعمل التصميم الانشائي المناسب له .

والمشروع يتكون من اربعة طوابق، بالاضافة الى طابق التسوية والذي يحوي بداخله مختبرات ومخازن ووحدات صحية ، ويليه الطابق الارضي والذي يحتوي على مدرج وقاعات تدريس وكافتيريا ، ثم الطابق الأول والثاني وهما مكونان من قاعات تدريس ومختبرات ومكاتب للموظفين، أما الطابق الاخير فهو عباره عن طابق الرووف وهو مكون من مكاتب للموظفين ومكاتب ادارية.

وهذا المبنى سيتم تصميمه" إنشائيا" باعتماد أحمال الكود الأردني واعتماد الكود الأمريكي في تصميم الخرسانة، حيث يحتوي المشروع على التحليل الإنشائي لعناصر المبنى وتصميمها، ويحوي أيضا على" المخططات الإنشائية اللازمة لتنفيذ المبنى".

Abstract

The Structural Design of College of applied science.

Work Team
Almo’tsm Al Hathaleen Halim Naser abu Maria
Mohammad Al Najajrah

Palestine Polytechnic University – 2011

Supervisor:
Dr. Maher Amro

The project idea is in the analysis and design of all structural elements of the building of the college of Applied Science proposed, where each element will be studied separately and structural design work for him.

The project consists of four floors, plus basement, which contains inside laboratories, stores, health units, followed by the ground floor which has a stage, classrooms and a cafeteria, and then the first floor and second and two components of classrooms, laboratories and offices for staff, while the top floor It is a Flat Roof It consists of staff offices and administrative offices.

The building will be designed "structurally" the adoption of the code loads the Jordanian and the adoption of the A.C.I Code in the design of concrete, where the project contains a structural analysis of the components of the building and design, and also contains a "structural plans for the implementation of the building. "

الفهرس

العنوان	الصفحة

صفحة الغلاف----------(i).

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج----------(ii).

الإهداء----------(iii).

تقرير مشروع التخرج----------(iv).

الشكر و التقدير----------(v).

خلاصة المشروع----------(vi).

Abstract----------(vii).

الفصل الأول----------(١).

١- المقدمة----------(٢).

١-١- نظرة عامة----------(٢).

١-٢- مشكلة البحث----------(٣).

١-٣- أسباب اختيار المشروع----------(٣).

١-٤- الهدف من المشروع----------(٤).

١-٥- نطاق المشروع----------(٤).

١-٦- خطوات المشروع----------(٤-٥).

١-٧- محتويات المشروع----------(٥).

الفصل الثاني----------(٦).

٢-الوصف المعماري----------(٧).

٢-١- المقدمة----------(٧).

٢-٢-وصف علم للمشروع----------(٧-٩).

٢-٣-التعديلات المعمارية----------(١٠).

٢-٤-وصف الموقع العام للمشروع----------(١٠-١١).

٢-٥-وصف الواجهات----------(١١-١٣).

٢-٦-تحقيق الفعاليات المختلفة----------(١٣).

الفصل الثالث----------(١٤).

٣-الوصف الإنشائي----------(١٤).

٣-١-المقدمة----------(١٥-١٦).

٣-٢-هدف التصميم الإنشائي----------(١٦).

٣-٣-الاختبارات العملية----------(١٦).

٣-٤الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل----------(١٧).

٣-٤-١ الأحمال ----------(١٧-٢٢).

٣-٥- العناصر الانشائية المكونة للمبنى----------(٢٣).

٣-٥-١- العقدات----------(٢٣-٢٤).

٣-٥-٢- الجسور----------(٢٥).

٣-٥-٣- الأعمدة----------(٢٦).

٣-٥-٤- جدران القص----------(٢٦-٢٧).

٣-٥-٥- الجدران الاستنادية----------(٢٧).

٣-٥-٦- الأدراج----------(٢٧-٢٨).

٣-٥-٧-فواصل التمدد ----------(٢٨)

٣-٥-٨- الأسلس----------(٢٨-٢٩).

٣-٦- برامج الحلسوب ----------(٢٩).

Title	Page

4- Chapter Four---------- (30-33).

4-1-Introduction---------- (34).

4-2-Determination of the Slab thickness---------- (34).

4-2-1 Load calculation ---------- (35).

4-2-2-Design of topping ---------- (35-36).

4-2-3-Design of rib---------- (36-37).

4-2-4-Design of negative Moment---------- (37-38).

4-2-5-Design of positive Moment---------- (38-40).

4-2-6-Shear Design for Rib ---------- (40-41).

4-3-Design of Beam ----- ---------- (42).

4-3-1 Behavior of beam---------- (42-43).

4-3-2-Design of Positive Moment---------- (43-48).

4-3-3-Design of Negative Moment---------- (49-52).

4-3-4-Design of Shear---------- (53-54).

4-4-1-Design of tow way ribbed slab---------- (55-58).

4-4-2-Determine thickness of tow way ribbed---------- (58-59).

4-5-Design of short column---------- (59-61).

4-6-Design of long column---------- (62-65).

Title	Page

4-7-Design of Isolated Footing----------(66).

4-7-1 design of one way shear ----------(66)

4-7-2 design of tow way shear ----------(66-67)

4-7-3 Design of flexure ----------(67-68)

4-8-Design of combined Footing----------(68).

4-8-1 Detrmination of footing dimention----------(69).

4-8-2 Detrmination of footing depth----------(69-72).

4-8-3Design for bending moment----------(72-74).

4-8-4 combined footing detail ----------(75).

4-9-Design of wall footing ----------(76).

4-9-1-load calculation ----------(76).

4-9-2-Determine the footing width----------(76).

4-9-3-Determine of footing depth ----------(76).

4-9-4-Design of shear -------- ----------(77).

4-9-5- Determine Reinforcement for moment strength----------(77-78).

4-9-6- Development length ----------(78-79).

4-9-7-Design of secondary bottom reinforcement----------(79).

4-9-8-Design of dowels bar---- ----------(79-80).

4-9-9-stripe footing detail ----------(80).

4-10-Design of shear wall-------- ----------(81).

4-10-1-load calculation------- ----------(81).

4-10-2-calculation of shear force-------- ----------(82-83).

4-10-3 shear wall design parameter----------(84)
.

4-10-4-Design of horizontal reinforcement----------(84-85).

4-10-5Design of vertical reinforcement shear ----------(85).

4-10-6 shear wall details -------- ----------(86).

4-11-Design of Beasment wall-------- ----------(87).

4-11-1 load calculation------- ----------(87-88).

4-11-2 Wall design-------- ----------(88-90).

4-11-3-Detail of beasment wall----------(91).

4-12-Design of Stair-------- ----------(92).

4-12-1-Determination of the Slab thickness---------- (92).

4-12-2-Load Calculation ---------- (93-94).

4-12-3 Design of shear ---------- (95).

4-12-4 Design of bending moment ---------- (96-97).

4-12-4-1 Development length of bars---------- (97).

4-12-4-2 secondary reinforcement ---------- (98).

4-12-5 Stair detail ---------- (98).

4-12-6 Design of landing ---------- (99-100).

4-13- Design of solid slab (stair's slab)---------- (100).

4-13-1 Determination of the Slab thickness---------- (100-101).

4-13-2 Determination of load---------- (101).

4-13-3 Design of shear ---------- (101).

4-13-4 Design of Reinforcement ---------- (102).

4-13-4 Design of Reinforcement ---------- (103-106).

الفصل الخامس ----------(107)

٥-١ المقدمة ----------(108)

٥-٢ النتائج ----------(109-108)

٥-٣ توصيات ----------(109)

الملاحق----------(110-117)

فهرس الجداول

العنوان	الصفحة

١- جدول كثافات المواد المستخدمة----------(17).

٢- جدول الأحمال الحية----------(18).

٣- جدول أحمل الثلوج----------(20).

٤- جدول الرموز----------(21).

فهرس الأشكال

الشكل	وصف الشكل	رقم الصفحة
١-٦	الجدول الزمني	5
٢-٢-١	طابق التسوية	7
٢-٢-٢	الطابق الأرضي	8
٢-٢-٣	الطابق الأول	8
٢-٢-٤	الطابق الثاني	9
٢-٢-٥	الطابق الثالث	9
٢-٤-أ	الموقع العام	10
٢-٥-١	الواجهة الجنوبية	11
٢-٥-٢	الواجهة الشمالية	12
٢-٥-٣	الواجهة الشرقية	12
٢-٥-٤	الواجهة الغربية	13
٣-١	شكل علم	16
٣-٢	عقدة مصمتة	23
٣-٣	عقدة أعصاب باتجاه واحد	24
٣-٤	عقدة أعصاب باتجاهين	24
٣-٥-١	جسر مسحور	25
٣-٥-٢	جسور مدلاة	25
٣-٦	عمود	26
٣-٧	جدار قص	27
٣-٨	جدار استنادي	27

٩-٣	درج خرساني	28
١٠-٣	الأساسات	29
A-٣-٢-٤	Moment diagram for rib	36
B-٣-٢-٤	shear diagram for rib	37
A-٦-٢-٤	مقطع عصب	41
٣-٤	Moment diagram for beam	42
٣-٣-٤	مقطع جسر	53
A-٥-٤	مقطع عمود قصير	61
B-٥-٤	مقطع عمود طويل	65
A-٦-٤	قاعدة مفردة	68
٧-٤	قاعدة مشتركة	72
٨-٤	مقطع في القاعدة المشتركة	75
٩-٤	لبطس مستمر	76
A-٩-٤	تفصيلة الاساس المستمر	80
١٠-٤	تفصيلة جدران القص	86
١١-٤	جدار التسوية	87
١١-٤أ	تفصيلة جدار التسوية	91
١٢-٤	مسقط الدرج	92
١٢-٤أ	حطى الدرج	93
١٢-٤ب	تفصيلة الدرج	98
١٣-٤	عقدة بيت الدرج	102

List of Abbreviations

- a = depth of equivalent rectangular stress block, cm.
- a_b = depth of equivalent rectangular stress block at balanced condition, cm.
- $a_{\max}$ = depth of equivalent rectangular stress block at maximum ratio of tension – reinforcement , cm
- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_g = Gross area of section.

- A_V = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_T = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- A_S = area of tension reinforcement ,cm^2
- A'_S = area of reinforcement at compression side , cm^2
- b = width of beam in rectangular beam section , cm
- b_e = effective width of flange in T-section beam, cm.
- b_w = width of web for T-section beam, cm.
- C_c = compression force in equivalent concrete block.
- C_s = compression force in compression reinforcement.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension – side reinforcement.
- d' = distance from extreme compression fiber to centroid of compression-side reinforcement.
- E_s = modulus of elasticity of reinforcement ,MPa
- $f'c$ = specified compressive strength of concrete.
- f_y = specified tensile strength of reinforcement.
- M_n = nominal bending moment.
- M_u = factored (ultimate) bending moment.
- R_u = coefficient of resistance.
- t = slab thickness in T-section beam, cm.
- $_1$ = factor as defined by ACI 10.2.7.3.
- £'s = strain in compression – side reinforcement.
- £$_y$ = yield strain of reinforcement.
- ° = ratio of tension reinforcement.
- °$_b$ = ratio of tension reinforcement at balanced condition.
- °$_f$ = ratio of reinforcement equivalent to compression force in slab of T-section beam.
- °$_{max}$ = maximum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.3.3.
- °$_{min}$ = minimum ratio of tension reinforcement permitted by ACI 10.5.1.
- °$_{req'd}$ = required ratio of tension reinforcement.
- ¤ = strength reduction factor.
- DL = dead load.
- 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 Load.
- Ld = development length.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load.
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_C = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_S = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete .(Kg/m^3)
- W = width of beam of rip.
- W_u = factored load per unit area.
- d = flexural depth of the beam, cm.
- L = beam clear span, from support face to other support face.
- N = number of stirrups required within a given segment of the beam.
- $N1$ = number of legs for each stirrup.
- V_{sb} = nominal shear strength provided by shear reinforcement at the section where Vs is the max permitted by ACI 11.12.1. Locating of this section is needed to define which maximums provisions applies.
- $V_{sreq'd}$ = required nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_{ud} = factor shear force at distance d from the face of the support.
- $V_{u\ req'd}$ = factored shear force at the mid- span of the beam, will not be zero if the beam is partially loaded with superimposed loads.
- ¤$V_{n\max}$ = reduced shear strength of the beam section located a long the beam span where minimum shear reinforcement is required in accordance with.
- X_b = the distance along the beam at which V_{sb} occurs. For any beam section within the distance X_b , V_{sb} is based on 11.5.4.3 , otherwise is based on 11.5.4.1,
- $X_{\max}$ = distance from the face of the support along the beam span after which stirrups shall be placed with the maximum spacing per. 11.5.4.1 and 11.5.4.3
- E_c = modulus of elasticity of concrete ,MPa , see 8.5.1
- EI = flexural stiffness of compression number.

- f_s = calculated stress in reinforcement at service load, MPa.
- I_g = moment of inertia of gross concrete sectional about centroidal axis , neglecting reinforcement , mm^4
- I_{se} = moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section ,mm^4
- k = effective length factor for compression member.
- M_1 = smaller factor end moment on a compression member .positive if member is bent in single curvature, negative if bent in double curvature mm-n.
- M_2 = larger factored end moment on compression member ,always positive , mm-2
- P_b = nominal axial load strength at balanced strain condition. See 10.3.2, N.
- P_c = critical load, see Eq.(10-10),N.
- P_n = nominal axial load strength at given eccentricity, N.
- P_o = nominal axial load strength at zero eccentricity, N.
- P_u = factored axial load at given eccentricity, N $\leq$ ¤P_n .
- r = radius of gyration of cross section of a compression member ,mm
- ¢$_{ns}$ = moment magnification factor for frames not braced against sides way, to reflect of member curvature between ends of compression member.
- $R1 : rib1$.
- $B1 : beam1$
- *R .W :Retaining wall.*
- *B.W: Basement wall.*

الفصل الأول

1 المقدمة

١-١ نظرة عامة .

١-٢ مشكلة البحث .

١-٣ أسباب اختيار المشروع .

١-٣-١ أسباب تتعلق بطبيعة المشروع

١-٣-٢ أسباب شخصية

١-٤ الهدف من المشروع .

١-٥ نطاق المشروع

١-٦ خطوات المشروع

١-٧ محتويات المشروع

الفصل الأول

(١) - المقدمة :-

١-١ نظره عامة:-

[١] نشأ الإنسان الأول على الأرض في ظروف غير مستقره ، لأنه كان يعيش على الصيد فلم يكن لديه من الفراغ أو الاستقرار ما يمكنه من النهوض بنفسه ، وعندما عرف الزراعة وسكن الوديان والأنهار الخصبة بدأ حياه مستقره ، لديه فيها من أوقات الفراغ ما يمكنه من مواجهة حاجياته المختلفة وكان من ضمن هذه الاحتياجات إنشاء المباني التعليمية ، فكانو " ينحتون من الجبال بيوتا ومن الشجر ومما يعرشون"

وكان الهدف من هذه المباني هو المنفعة والاستقرار فهذه المباني توفر الجو المناسب والمستقل للتعليم ، ومن هنا فإننا نرى أن الإنسان الأول كان يحرص على إدخال عنصر المنفعة، ولذلك فأن الشرط الأول من الشروط الواجب توفرها في المباني هو المنفعة، وعلى مر العصور تطور فكر الإنسان إلى أن يحقق البناء شروط أخرى ظهرت لاحقا، وهي المنفعة ،الاقتصاد ،الجمال والمتانة ، وهو ما سنحاول الالتزام به في هذا المشروع .

إن موضوع هذا المشروع هو عمل تصميم إنشائي لكلية العلوم التطبيقية المكونة من خمسة طوابق ، حيث تم الحصول على المخططات المعمارية من مكتب الدكتور غسان الدويك ، وهذا المشروع قام بتصميمه طالب من طلاب الهندسة المعمارية في مساق التصميم المعماري السادس .

---

[١] د- مصطفى سليط ، د- محمد احمد عبد الله- الهندسة المدنية ، .

١-٢ مشكلة البحث:-

تتلخص مشكلة البحث في عمل تصميم إنشائي متكامل لكلية العلوم التطبيقية المكونة من خمسة طوابق ، بحيث يراعي هذا التصميم الأشكال المعمارية ، و العناصر الجمالية ،و يتلخص التصميم الانشائي في توزيع العناصر الانشائية بما يتفق والمخططات المعمارية وكذلك تصميم هذه العناصر المتمثلة في العقدات و الجسور والأعمدة و الأساسات و جدران القص وجدران التسوية.

١-٣ أسباب اختيار المشروع:-

١-٣-١ أسباب تتعلق بطبيعة المشروع:-

- تأتي أهمية المباني التعليمية (الكليات) نظرا لأهمية التعليم ، و الطلب المتزايد عليها بسبب كثرة طلبة العلم و ازدياد الطلب على العلم والتعلم، و الزيادة المستمرة في أعداد السكان .
ومن هذا المنطلق فان اختيار مشروع إنشائي يتعلق بتصميم كلية للعلوم التطبيقية ، يأتي تحقيقا لهذا الهدف .

- أن مشروع كلية العلوم يكفل توفير مكان مناسب للتزود بالعلم ، بمساحة أرض مناسبة ، و ذلك عن طريق التوسع الشاقولي (العامودي)، فتوفير مثل هذه الأراضي يساعد في بناء أعداد اكبر من المشاريع .

١-٣-٢أسباب شخصية:-

- رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا ، لأننا في تخصص هندسة المباني ،نصنف بعد التخرج كمهندسين إنشائيين ، وكذلك أن أغلب المشاريع في فلسطين عبارة عن مشاريع صغيرة ، تشمل المباني التعليمية كالكليات والبيوت السكنية و المحلات التجارية ، إذ تشكل هذه المشاريع ما نسبته ٧٠% من المشاريع في فلسطين.

- رغبة فريق العمل في اكتساب المهارات اللازمة بالتصميم الإنشائي ، وذلك عن طريق ربط النواحي النظرية بالنواحي العملية من خلال التحليل الإنشائي لمبنى الكلية، وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة ، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها ، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد.

١-٤ الهدف من المشروع:-

١ - عمل التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة في المشروع .
٢- التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.
٣- ربط النواحي النظرية التي اكتسبناها بالجامعة بالنواحي العملية التي تعرفنا عليها من خلال مساقات التدريب الميداني.
٤- اكتساب مهارات استخدام الحاسوب في عملية التصميم الانشائي بما يرفع من كفائة المهندس المدني قبل الخروج الى سوق العمل.

١-٥ نطاق المشروع:-

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث سنقوم بعمل تصميم متكامل للبلاطات الخرسانية، الجسور، الأعمدة، الأساسات،جدران القص و الجدران الاستنادية .
أضف إلى ذلك عمل الفواصل الإنشائية و فواصل التمدد(إذا كانت هناك أي حاجة إليها).

١-٦ خطوات المشروع:-

١- دراسة المخططات المعمارية، وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع وشروطه.
٢- دراسة مخطط قطعة الأرض المقترحة من حيث الموقع وملاءمتها للمشروع، و الحدود و المساحة التي توفرها قطعة الأرض، و المستويات وملائمتها للتخطيط المعماري و القوانين التنظيمية التي تحكم المنطقة التي يقع فيها المشروع، لمعرفة الارتدادات أو أي شروط أخرى تتعلق بتلك المنطقة.
٣- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للكلية ، وكذلك توزيع هذه العناصر على المخططات مثل توزيع الأعمده والجسور والأعصاب للبلاطات .
٤- تحديد الأحمال الواقعة على المبنى سواءا كانت أحمال ميتة أو أحمال حية ، كذلك الأحمال البيئية (أحمال الرياح و الثلوج و الزلازل).

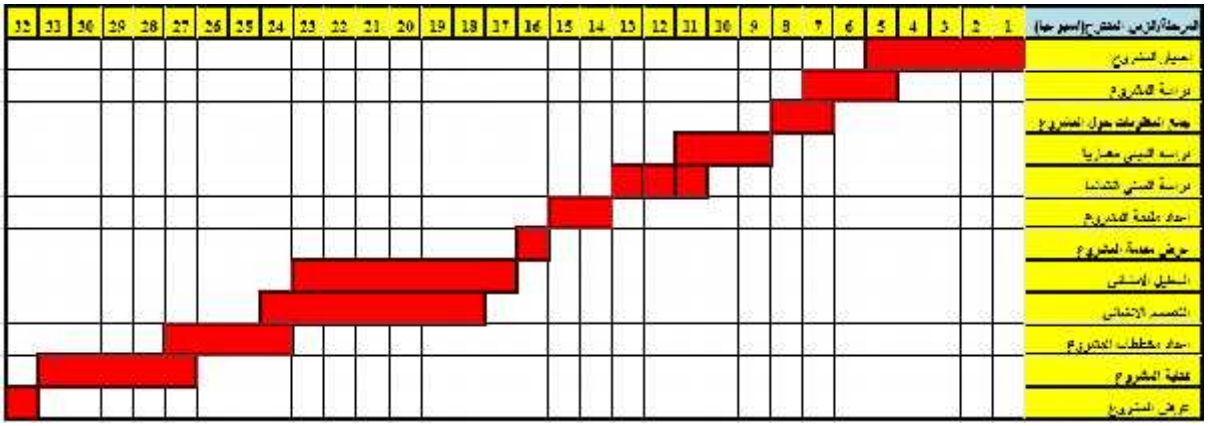
٥- تحليل العناصر الإنشائية المختلفة، لتحديد حالات التحميل المختلفة وبالتالي تحديد أخطر الحالات وعمل التصميم على أساسها.

٦- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل ، مع مراعاة العوامل الأخرى، المتعلقة بعنصر الجمال في المبنى و الفواصل الإنشائية و فواصل التمدد.

٧- التأكد من صحة التصميم ، وذلك عن طريق الأمثلة اليدوية ، وبرامج التصميم المختلفة.

٨- أنجاز جميع المخططات التنفيذية اللازمة لجميع عناصر المشروع بشكل متكامل وقابل للتنفيذ بحيث يمكن قراءته من قبل أي مهندس إنشائي بسهولة.

شكل(١-٦) يوضح تسلسل أعمال المشروع خلال الفصلين الدراسيين الأول والثاني و الزمن اللازم لكل نشاط:-



شكل (١-٦)

١-٧-محتويات المشروع:-

إن كتابة أي بحث علمي بالطريقة الصحيحة يجب أن تتم بترتيب المواضيع التي يعالجها على شكل فصول ، و أبواب متخصصة، ولهذا فقد تم ترتيب هذا البحث في عدة فصول ، يتحدث كل فصل منها عن جانب معين من جوانب المشروع وهي كالتالي :-

١- الفصل الاول " المقدمة " .

٢- الفصل الثاني " الوصف المعماري " .

٣- الفصل الثالث "الوصف الإنشائي " .

٤- الفصل الرابع " فصل الحسابات " .

٥- الفصل الخامس "فصل النتائج والتوصيات ".

الفصل الثاني

2 الوصف المعماري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ وصف عام للمشروع .

٢-٢-١ طابق التسوية .

٢-٢-٢ الطابق الأرضي .

٢-٢-٣ الطابق الأول .

٢-٢-٤ الطابق الثاني .

٢-٢-٥طابق الروف .

٢-٣ التعديلات المعمارية.

٢-٤ وصف الموقع العام للمشروع .

٢-٥ وصف الواجهات

٢-٥-١ الواجهة الجنوبية

٢-٥-٢ الواجهة الشمالية

٢-٥-٣ الواجهة الشرقية

٢-٥-٤ الواجهة الغربية

٢-٦ تحقيق الفعاليات المختلفة

الفصل الثاني

٢- الوصف المعماري للمشروع :-

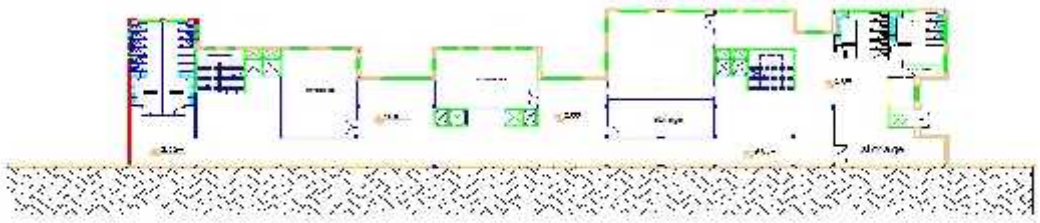
٢-١ المقدمة:-

[٢] يتطلب الإنسان خلال حياته ، متطلبات متنوعة، كما أن هذه المتطلبات تختلف باختلاف الأفراد ، فحاجات الإنسان العازب تختلف عن ذلك الذي يتطلبه الزوجان مع أطفالهما ، كما أن البعض يمضي قسما كبيرا من حياته داخل المنزل و البعض الأخر خارجه ، و تبرز أهمية المخططات المعمارية في تحقيق الوظائف الرئيسية للمبنى ، فهي الخطوة الأولى لإنجاز أي مشروع ناجح ، وذلك لتحقيقها الحاجات الضرورية التي تهدف إلى تحقيق الراحة و المنفعة للإنسان.

٢-٢ وصف علم للمشروع:-

المشروع عبارة عن مبنى لكلية العلوم ، مكون من خمسة طوابق تقوم بالوظائف التالية :-

٢-٢-١طـــــابق التســـــوية :- وتبلـــــغ مســـــاحة هـــــذا الطـــــابق ١٤٦.٨٨م^{٢} .



طـــابق التســـــوية

١-١ فعاليات الطابق :- أ- غرف للتخزين .

ب-مختبرات للفيزياء

ج-حمامات للطلاب والطالبات ومطبخ صغير .

---

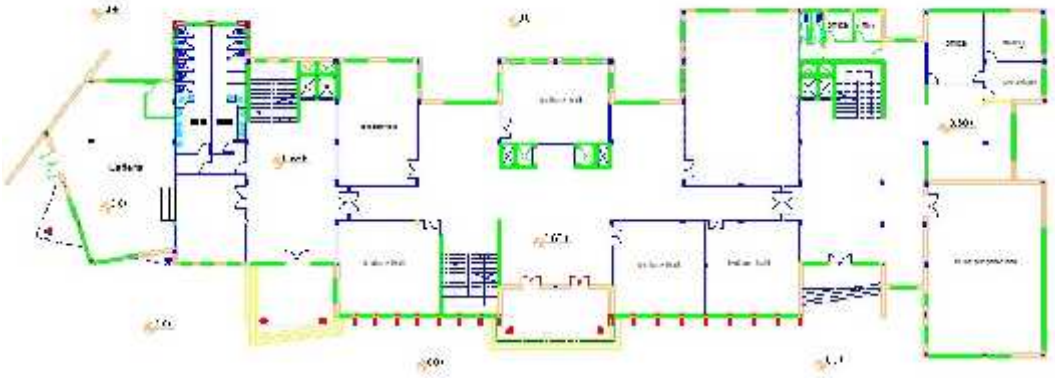
[٢] - م- ربيع الحرستاني.ط ٢ ، العمارة متعددة الوظائف ، دارقابس للطباعة و النشر ، لبنان – بيروت – سوريا- ساحة الغبيري- ١٩٩٢ .

٢-٢-٢الطابق الأرضي :- وتبلغ مساحة هذا الطابق ٨٢٧.٨٢ م٢.

٢-١ فعاليات الطابق : أ- غرف للإدارة مع مكاتب .

ب- غرف للمحاضرات

ج- كافتيريا للجامعة وحمامات .



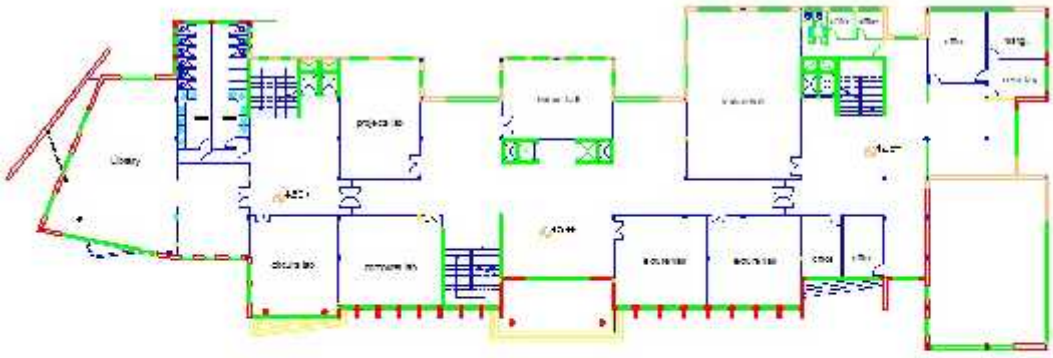
الطـــابق الارضـــي

٢-٢-٣الطابق الأول :-وتبلغ مساحة هذا الطابق ٨٣٣.٢١٦ م٢.

٣-١ فعاليات الطابق : أ- غرف للإدارة مع مكاتب .

ب- مختبرات للحاسوب والكهرباء ، غرف للمحاضرات

ج- مكتبة للجامعة وحمامات .



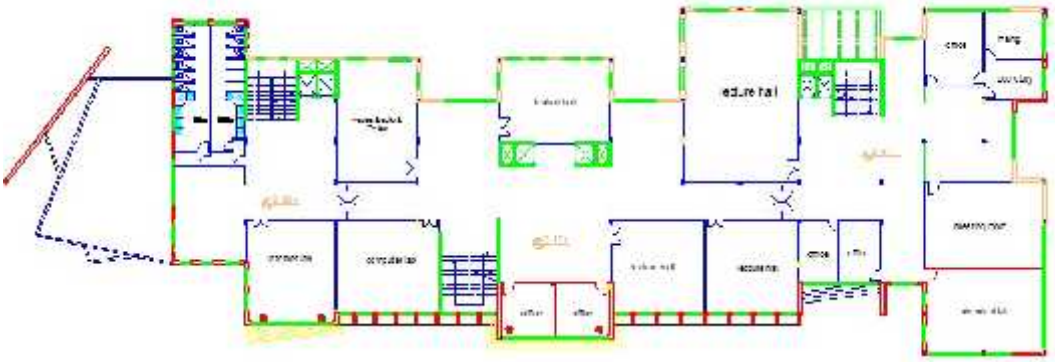
الطـــابق الاول

٢-٢-٤الطابق الثاني:- وتبلغ مساحة هذا الطابق ١٧٥٠.١٥م^{٢} .

٢-١ فعاليات الطابق : أ- قاعات للمحاضرات .

ب- مختبرات حاسوب وكيمياء

ج- مكاتب للإدارة وقاعة اجتماعات .



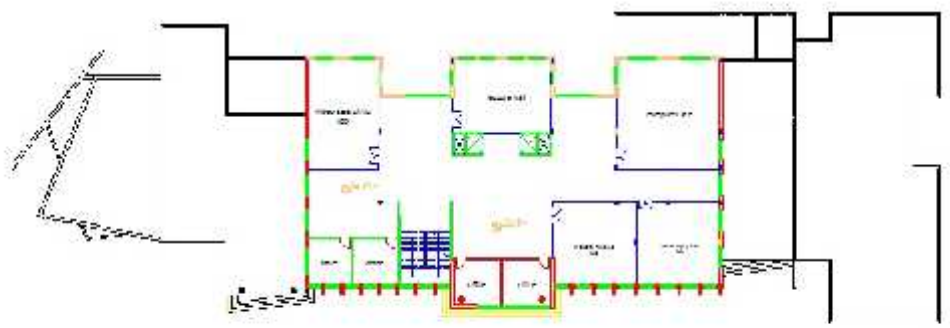
الطـــابق الثـــاني

٢-٢-٥طابق الروف :- وتبلغ مساحة هذا الطابق ٨٧٧.٣م^{٢} .

٥-١ فعاليات الطابق : أ- مختبرات فيزياء حديثة .

ب- مكاتب للموظفين .

ج- مختبرات للحاسوب وقاعة محاضرات .



الطـــابق الثالـــث

٢-٣ التعديلات المعمارية :-

- تم القيام بالعديد من التعديد عن طريق إضافة فاصل تمدد وتغيير مواقع الكثير من الاعمدة التي كانت مقترحة في المخططات المعمارية
- تم تعديل موقع الدرج الواصل بين الكافتيريا والطابق الأرضي وذلك لمناسبة الأعمدة مع بعضها والمحافظة على استقامة خطوط الأعمدة .

٢-٤ وصف الموقع العام للمشروع:-

المشروع المقترح بناؤه ، يقع في منطقة وادي الهرية مكان مبنى جامعة بوليتكنك فلسطين (مبنى A) وهذه صورة توضح الموقع والطرق المحيطة به كما ورد في المخططات المعمارية ، الشكل (٢-٤-أ).

الشكل (٢-٤-أ)

وهي منطقه حيوية تتمتع بميزة سهولة الوصول إليها، وابتعادها عن مناطق الازدحام (المنطقة الصناعية) ، وتتمتع قطعة الأرض بعدة ميزات ، أهمها:-

- كبر مساحتها .
- وقوعها في منطقة سكنية.
- توفر الخدمات و البنية التحتية في تلك المنطقة.

٢-٥ وصف الواجهات:-

المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة , والخرسانة العادية ونوعين من الحجر هما الحجر الملطش وحجر المطبة(المسمس)، شريطة ملائمتهما لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال , حيث يتم استخدام الحجر الملطش في الواجهات، وحجر المطبة فوق الشبابيك والأبواب و البلاكين .

٢-٥-١ الواجهة الجنوبية:-

وهي الواجهة الرئيسية للمبنى , وتطل على الشارع الرئيسي، ويظهر فيها ثلاثة مناسيب، المنسوب الأول منسوب طابق التسوية، و المنسوب الثاني منسوب الطابق الأرضي , و المنسوب الثالث منسوب الطابق الأول حيث ساعد تدرج المناسيب في إظهار جمال الواجهة .

تحتوي هذه الواجهة على المداخل المتعددة للمبنى التي تبدو واضحة في الواجهة نتيجة لبروز المنطقة التي تغطي المدخل، مما ساهم في إعطاء المبنى منظرا جماليا أفضل. , انظر للشكل (٢-٥-١).

الشكل (٢-٥-١)

٢-٥-٢ الواجهة الشمالية :-

وهذه الصورة تبين الواجهة الشمالية وتبين نوع الحجارة المستعملةومداخل المبنى ،**انظر للشكل** (٢-٥-٢).

الشكل (٢-٥-٢)

٢-٥-٣ الواجهة الشرقية :-

وهذه الضصورة تبين الواجهة بشكلها النهائي ، **أنظر للشكل** (٢-٥-٣)

الشكل (٢-٥-٣)

٢-٥-٤ الواجهة الغربية :

الشكل (٢-٥- ٤)

٢-٦- تحقيق الفعاليات المختلفة:-

تتسم العلاقة بين الفعاليات الموجودة داخل مبنى الكلية بالانسياب و التناسق فيما بينها ، ويتضح هذا جليا في توزيع غرف المحاضرات والمختبرات والمسرح وغرف الإدارة وسهولة الحركة و التنقل فيما بينها ، وتعدد طرق التنقل من الأدراج إلى المصاعد، إضافة إلى وجود عدة مداخل للمبنى، مما يوفر راحة أكبر للطلاب والمدرسين، هذا وقد جاء توزيع هذه الغرف والمختبرات بما يكفل تحقيق الإضاءة و التهوية بشكل مناسب عن طريق الشبابيك والمداخل .

الفصل الثالث

3

الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي

٣-٣ الإختبارات العملية.

٣-٤ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

٣-٤-١ الأحمال

٣-٤-١-١ الأحمال الرئيسية المباشرة

أ- الأحمال الميتة

ب- الأحمال الحية

ج- الاحمال البيئية

ج-١ أحمال الرياح

ج-٢ أحمال الثلوج

ج-٣ أحمال الزلازل

٣-٤-١-٢ الأحمال الثانوية (غير المباشرة)

٣-٥ العناصر الانشائية المكونة للمبنى

٣-٥-١ القدات

٣-٥-٢ الجسور

٣-٥-٣ الأعمدة

٣-٥-٤ الجدران الحاملة (جدران القص)

٣-٥-٥ الجدران الإستنادية

٣-٥-٦ الأدراج

٣-٥-٧ فواصل التمدد

٣-٥-٨ الأساسات

٣-٦ برامج الحاسوب المستخدمة

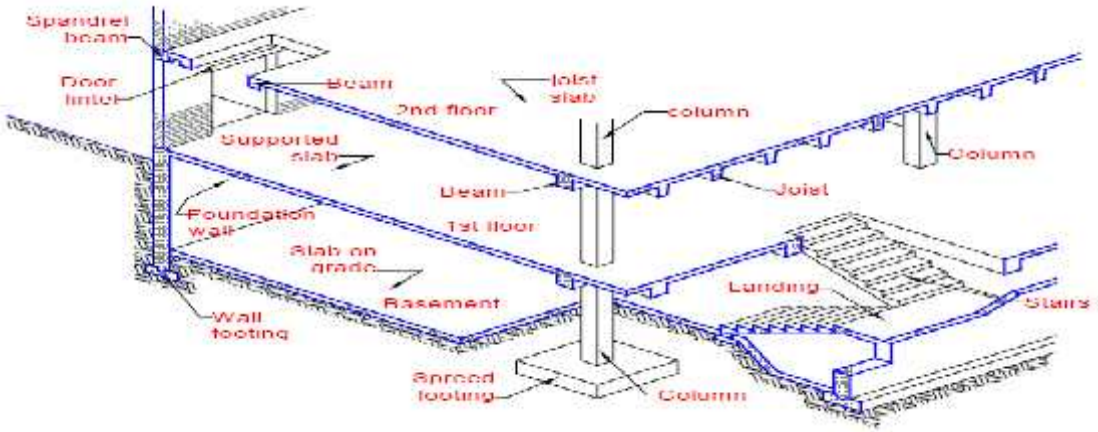
الفصل الثالث

٣- الوصف الإنشائي للمبنى.

٣-١ المقدمة:

إن إخراج مشروع متكامل الى حيز التنفيذ يعني مروره من خلال عدة مراحل ودراسته من جميع النواحي للوصول الى تحقيق الغاية المنشودة منه , وبعد أن تمت دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم إنشائي يلبى هذه الأفكار والقوانين الهندسية , والهدف الرئيسي لعملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الأخذ بعين الإعتبار الأبعاد الاقتصادية له, بمعنى آخر اختيار النظام الإنشائي الأمثل للمبنى بحيث يكون قادراً على تحمل الأحمال والقوى المؤثرة عليه وذلك عن طريق توزيع العناصر الحاملة مثل الأعمدة والجسور على المخططات بما يتلائم مع التصميم المعماري الأسبق وكذلك توزيع الأعصاب وصفوف الطوب في العقدات المفرغة وهذا هو الأساس في عملية التصميم الإنشائي حيث ننتقل بعد ذلك الى تصميم هذه العناصر الإنشائية على الأحمال المنقولة إليها حسب طريقة توزيع الشبكه الإنشائية على المخططات.

وسيتم في هذا الفصل إن شاء الله تصميم العناصر الإنشائية التي يتكون منها المشروع , مثل الأعمدة و الجسور و الأساسات و البلاطات بأنواعها , و جدران القص , والجدران الاستنادية, وتوضيح أهمية هذه العناصر في تحقيق عنصر المتانة للمبنى, لاحظ الشكل (٣-١) الذي يبين توزيع العناصر الإنشائية.



الشكل (٣-١)

وفي هذا المشروع سيتم إتباع توصيات الكود الأردني لتقدير أحمال البناء ، و الكود الأمريكي في أحمال الزلازل .

(ACI-code-318-02)، في عمليتي التحليل و التصميم، أما بالنسبة للبرامج التي سنقوم باستخدامها فهي برامج التصميم العالمية مثل برنامج (Stad pro) و البرنامج الأكثر استخداما محليا وهو برنامج (Atir) .

٣-٢- هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف من عملية التصميم الإنشائي هو اختيار نظام إنشائي متكامل ومتزن وقادر على تحمل القوة الواقعة عليه بحيث يلبي المنشأ طلبات ورغبات المستخدمين وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

1- عامل الأمان (factor of safety). يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع العناصر الإنشائية (الأبعاد) بحيث تكون قادرة على تحمل القوى والأجهادات .

2- التكلفة الاقتصادية (Economy) يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع منخفضة التكلفة.

3- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (serviceability) من حيث تجنب الهبوط الزائد (Deflection) والتشققات (Cracks) المثيرة للإزعاج.

4 – الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الإختبارات العملية:

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لابد من القيام ببعض الاختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، وذلك من خلال عمل ثقوب بأعداد وأعماق مناسبه مدروسه، وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها، وقد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (٤.٥كغم/سم٢).

٣-٤ الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم، ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة .

٣-٤-١ الأحمال:-

وهي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ لكي يقوم بتحملها، وبناءا على هذه الأحمال أو القوى يتم تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، وإن أي خطأ في حساب هذه الأحمال يؤدي إلى مخاطر لا تحمد عقباها، والمبنى يتعرض لأحمال متعددة ، تشمل:

٣-٤-١-١ الأحمال الرئيسية المباشرة (Main loads) ومنها :

أ- الأحمال الميتة (Dead loads –D.L).

أي الأحمال المتمثلة في وزن العناصر الإنشائية و المعمارية المكونة للمبنى ، وهي ،عبارة عن أحمال ثابتة الموقع و المقدار، وسنقوم بتقدير هذه الأحمال بناءا على كثافات المواد المستخدمة في عملة البناء. ويوضح الجدول (٣-٣- ١-أ)، كثافات المواد التي سيتم استخدامها في المبنى:-

جدول كثافات المواد المستخدمة معتمد من الكود الأردني

NO.	Material	Density or Specific Gravity
1	Tiles	2.2(Ton/m³)
2	Sand	1.7(Ton/m³)
3	Reinforced concrete	2.45(Ton/m³)
4	Block	0.9(Ton/m³)
5	Plaster	2.2(Ton/m³)

جدول رقم (٣-٣-١-أ)

ب- الأحمال الحية (Live loads – L.L):-

وهي عبارة عن أحمال متغيرة الموقع و المقدار بالنسبة للزمن ، تتمثل في الأوزان المتحركة فوق العناصر الإنشائية (**أحمال الاستخدام**) ، ويمكن تقسيمها الى قسمين **مثل** :

- الاحمال الحية طويلة الامد مثل الاثاث والاجهزة .
- الاحمال الحية قصيرة الامد مثل وزن الاشخاص والاجسام المتحركه في المبنى.

ويوضح الجدول (٣-٣-١ب)، الأحمال الحية التي يتم اعتمادها حسب الكود الأردني وبناءا على طبيعة المبنى **المستخدم**.

جدول الأحمال الحية **معتمدة من الكود الأردني**

الاستخدام للمنشأ	مقدار الأحمال الحية (Ton/m^2)
مباني تجارية	0.4
مكاتب	0.25
الأدراج	0.50
طابق الرووف	0.15
المباني السكنية	0.20

جدول رقم (٣-٣-١ب)

جـ - الأحمال البيئية :-

ويقصد بها الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية المختلفة مثل الرياح **والثلوج والزلازل، وعادة ما تكون** متغيرة المقدار و الموقع بالنسبة للزمن (**بمعنى ان تأثيرها** اساسا يكون ديناميكيا) وبالتالي فهي أقرب إلى الأحمال الحية منها إلى الأحمال الميتة. **وتقسم على النحو الآتي** :

ج-١ أحمال الرياح:-

وهي الأحمال الناتجة عن قوى الرياح التي تتعرض لها المباني و خاصة المباني المرتفعة، وتعتمد على سرعة الرياح ، و ارتفاع المبنى ،وطبيعة ارتفاع المباني المحيطة به، ويتم حسابها حسب توصيات الكود الأردني بناءا على المعادلة التالية:-

$$q = 0.613(vz)^2$$

$$Vz = V. S1. S2. S3$$

حيث:-

- (q) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة والوحدة (N/m^2) .
- (Vz): السرعة التصميمية للرياح(m/s).
- S1: معامل طبوغرافية الأرض وتساوي من الكود الأردني = ٠.٩ من خلال جدول رقم ١٣.
- S2: معامل وعورة الأرض وتساوي من الكود الأردني = 1.02.من خلال جدول ١٤.
- S3: معامل إحصائي وتساوي من الكود الأردني =1 من خلال جدول رقم ١٥.
- V: سرعة الرياح الأساسية خلال فترة (50)سنة في تلك المنطقة.

$$Vz = V. S1. S2. S3 (m/s.)$$

ج -٢ أحمال الثلوج:-

وهي الأحمال الناتجة عن وزن الثلوج التي من المتوقع سقوطها فوق المبنى، وسيتم اعتمادها من الكود الأردني حسب الجدول (٣-٣-١-٢) التالي:-

جدول أحمال الثلوج من الكود الأردني

علو المنشأ عن سطح البحر(h) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /m²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

الجدول (٣-٣-١-٢)

ملاحظة :" قيمة الأحمال تعتمد على المنطقة الجغرافية للمبنى وارتفاعه عن سطح **البحر** ".

وبما أن ارتفاع هذا المبنى = **٨٢٧م** يقع ما بين(**٥٠٠م و ١٥٠٠م**)**فإن أحمال الثلوج**(SL) =

$SL = (h-400) / 400$

$SL = (827-400) / 400$

$SL = 1.070\ KN/ m^2$.

ويمكن الاستغناء عنها والاستعاضة بالاحمال الحية للمباني السكنيه واهمال هذه الاحمال.

جـ -٣ أحمال الزلازل:-

وهي عبارة عن أحمال ديناميكية تنتج عن الحركة الفجائية لطبقات الأرض الداخلية ، **وتؤثر على** المبنى بشكل أفقي وعمودي، **وقد تمت** مراعاة هذا النوع من الأحمال بناءا على توصيات **الكود** الأمريكي(Uniform Building Code 1997)،(UBC)، إذ تعتبر الأراضي الفلسطينية من المناطق النشطة زلزاليا **والتي تقع ضمن منطقة** (Zone 3)، ولهذا سيتم تصميم جدران القص داخل المبنى لأن هذا **النوع من** العناصر الإنشائية كفيل بمقاومة هذا النوع من الأحمال ، ويمكن حساب أحمال الزلازل حسب توصيات الكود الأمريكي **من خلال المعادلات** التالية:-

- وسيتم حساب القوة الأفقية الكلية (V) بناء على الكود (Uniform Building Code 1997):

المعادلة الرئيسية هي:-

$$V = \frac{Cv.I}{R.T}W \qquad \text{.....(UBC-30-4).}$$

إذا كانت قيمة (V) في المعادلة الرئيسية السابقة أكبر من قيمة (V) في المعادلة التالية، فإننا نختار قيمة (v) في المعادلة التالية :-

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R}W \qquad \text{.....(UBC-30-5).}$$

أما إذا كانت قيمة (V) في المعادلة الرئيسية السابقة أصغر من قيمة (V) في المعادلة التالية، فإننا نختار قيمة (v) في المعادلة التالية:-

$$V = 0.11Ca.I.W \qquad \text{.....(UBC-30-6).}$$

جدول الرموز (٣-٤)

الوصف	الرمز
القوة الأفقية التصميمية عند قاعدة جدار القص.	V
مجموع الوزن الميت لكل طابق.	W
معامل يعتمد على النظام الإنشائي، جدول (16-N).	R
معامل منطقة الاهتزاز ، جدول (16-I).	Z
معامل الأهمية، جدول (16-K).	I
معامل اهتزاز، جدول (16-Q).	C_a
معامل اهتزاز، جدول (16-R).	C_v
تعبر عن فترة الإنشاء.	T
ارتفاع المبنى فوق مستوى القاعدة.	h_n
معامل رقمي، موجود في الملحقات (section 1630.2.2) في كود (UBC).	C_t

إيجاد المعاملات من الكود (UBC):-

Z = 0.3 …… zone (3).

R = 5.5.

I = 1.

C_a= 0.36.

C_v = 0.45.

h_n = 29 m.

C_t= 0.0488.

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

$T = 0.0488(29)^{3/4}$

$T = 0.61$ Seconds.

$V = \frac{0.45*(1)}{5.5*(0.61)}W$ = (0.134). W ……..…….(UBC-30-4).

$V = \frac{2.5(0.36).(1)}{5.5}W$ = (0.163).W ……..…….(UBC-30-5).

$V = 0.11(0.36)(1).W$ = (0.0396).W……(UBC-30-6).

إذا وبعد النظر للقيم السابقة ومقارنتها بالملاحظات السابقة على هذه المعادلات، فإن المعادلة رقم (4-30) هي الصحيحة، وعليه فإن (V) تساوي:-

$V = \frac{0.45*(1)}{5.5*(0.61)}W$ = (0.134). W ……..……. (UBC-30-4).

(٣-٤-١-٢) الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads):

وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة و التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة **الأساس**.

(٣-٥)-العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وتشمل :-

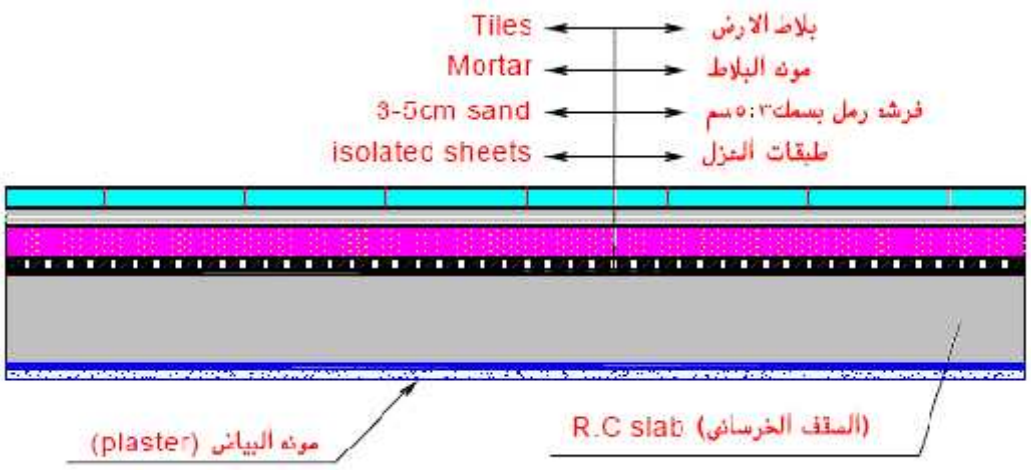
(٣-٥-١) العقدات (البلاطات):-

حيث سنقوم باستخدام عدة أنواع منها :-

أ- العقدات المصمتة:-

وتكون هذه البلاطات خالية من الطوب (**طوب العقدات**)وسنقوم باستخدامها في عقدات بيت الدرج ، يبين **للشكل (٣-٤-١-أ)** مقطع عام في عقدةخرسانيه مصمتة مع بيان طبقات الردم والبلاط أعلاها.

عقدة خرسانية مصمتة



الشكل (٣-٥-١-أ)

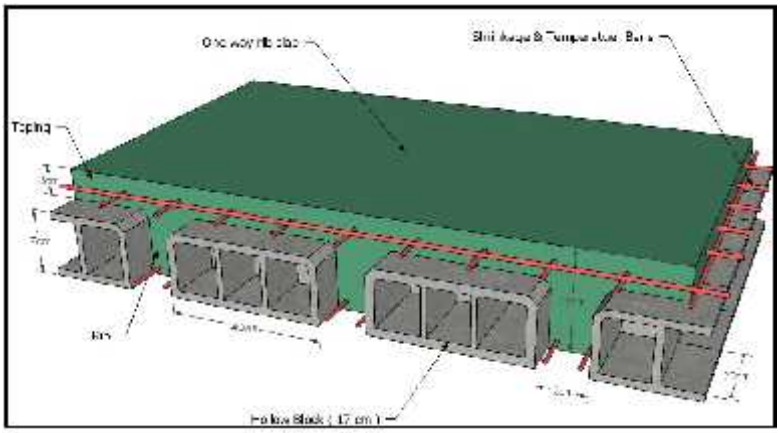
ب- **العقدات ذات الأعصاب باتجاه واحد:-** وستستخدم في العقدات الرئيسية وتعتبر الاكثر شيوعا في بلادنا وذلك لاسباب كثيره منها سهوله التنفيذ وإعطائها الأسطح المستوية وسهولة تركيب الطوبار الخشبي وكذلك المهاره الفنية العالية للعمالة المتوفرة الناتجة من الخبرة بسبب كثره تنفيذ هذا النوع من العقدات . **لاحظ الشكل (٣-٤-١-ب).**

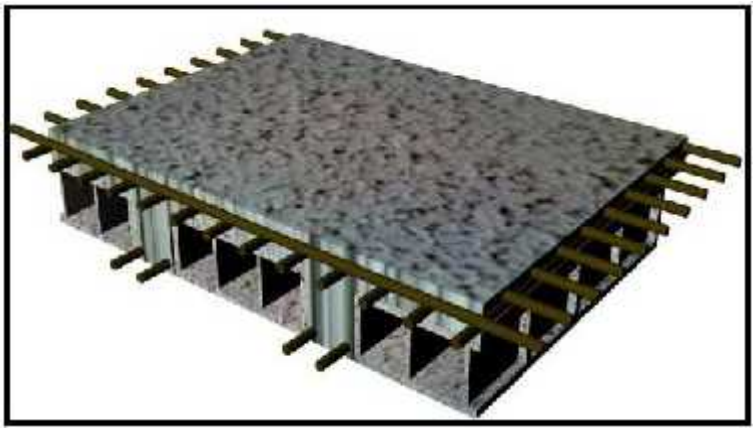
ويستعمل هذا النوع من العقدات عادة عندما يتوفر الشرط.....$L1/L2 \geq 2$.

حيث L1 :- البعد الاطول للبلاطه (**طول البلاطة**).

L2:- **البعد الاقصر للبلاطة (عرض البلاطة).**

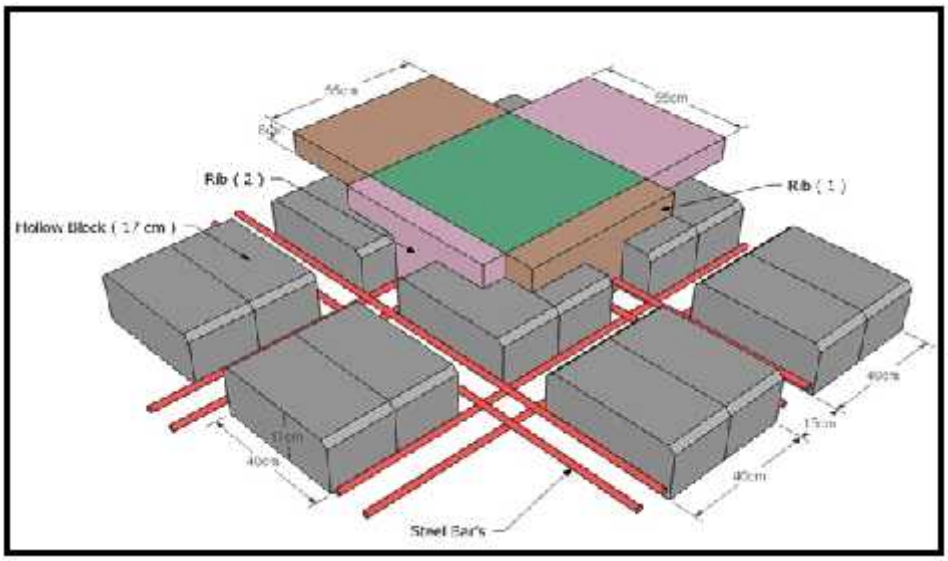
عقدة أعصاب في اتجاه واحد :-





الشكل (٣-٥-١ب).

ج- العقدات ذات الأعصاب باتجاهين :- وستستخدم في العقدات الرئيسية،عندما لا تتحقق الشروط السابقه أي عندما يكون.....$L1/L2 \leq 2$.

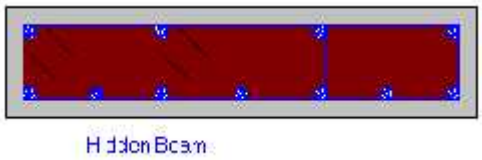


الشكل (٣-٥-١-ج)

(٣-٥-٢)-الجسور:-

وهي العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال من العقدة إلى الأعمدة،وتقسم إلى نوعان :-

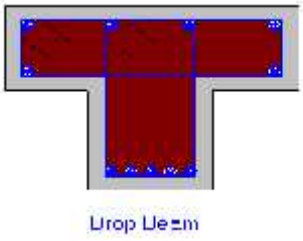
١ – الجسور المستورة (Hidden Beam):- وهي عبارة عن جسور سمكها يساوي سمك العقدة ، لذلك فهي لا تظهر بعد الانتهاء من أعمال التشطيب.**لاحظ الشكل** (٣-٥-٢-١)،

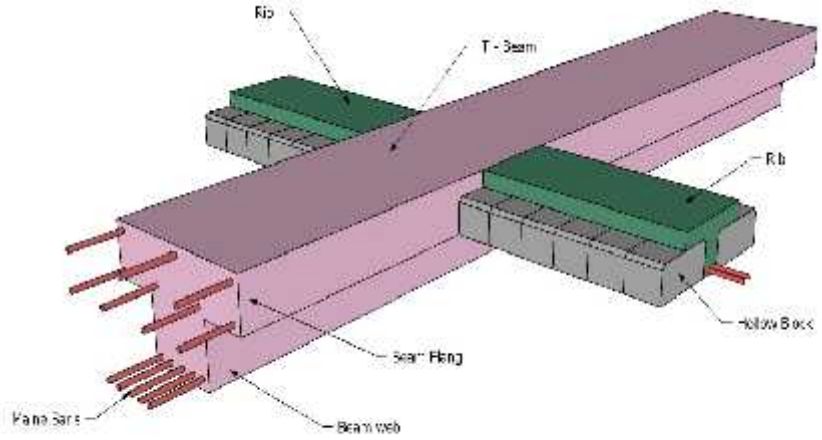


الشكل (٣-٥-٢-١)

٢- الجسور المدلاة (Dropped Beams)وهي الجسور التي تبرز عن العقدة من الأسفل .**لاحظ** الشكل (٣-٥-٢-٢)

رسم توضيحي 1





الشكل (٣-٥-٢-٢)

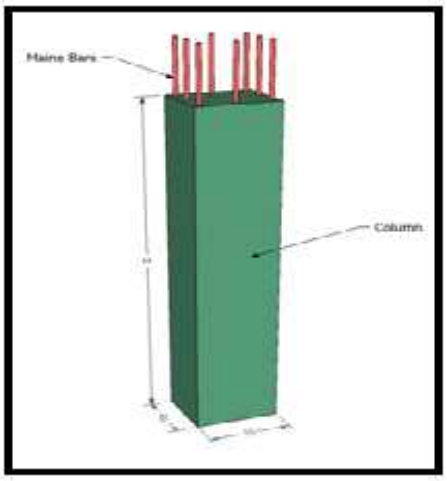
ملاحظة :-

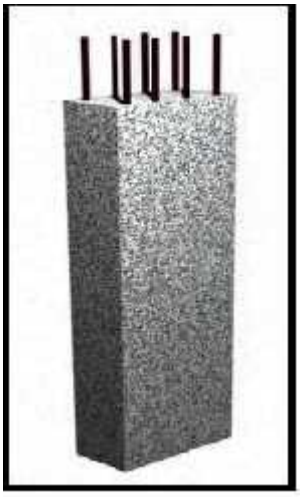
* **الأعصاب:-** وهي عبارة عن جسور على شكل (T - Section) ، تقوم بنقل أحمال العقدة إلى الجسور الرئيسية الحاملة، وتكون بين صفين متجاورين من الطوب المرصوص.

(٣-٥-٣)-الأعمدة:-

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بنقل الأحمال من الجسور إلى الأساسات ، **وجدران القص.**

وهناك نوع **واحد من مقاطع** الأعمدة سيتم استخدامهما في المشروع و **هي** الأعمدة المستطيلة **كما في الشكل** (٣-٥-٣).

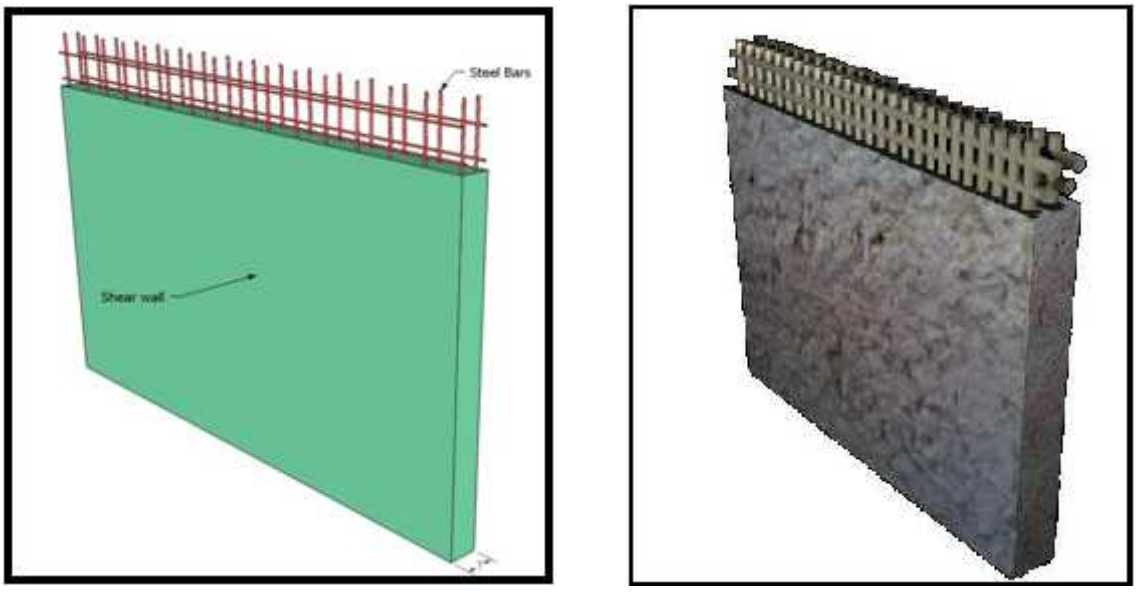




الشكل (٣-٥-٣)

(٣-٥-٤)- الجدران الحاملة (جدران القص) :-

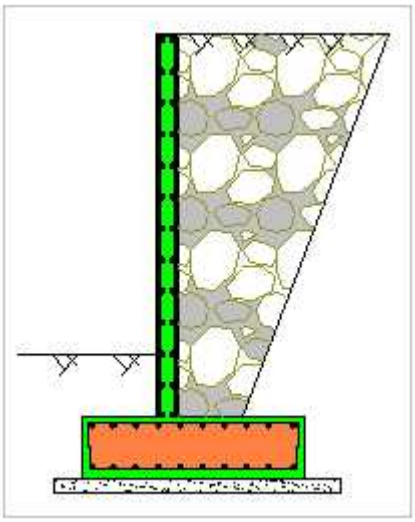
وهي عبارة عن العنصر الإنشائي الذي يقوم بالدور الأكبر في مقاومة الأحمال الأفقية الناتجة عن أحمال الرياح و الزلازل، وعادة ما تستخدم في جدران بيت الدرج و المصاعد، **كما في الشكل** (٣-٥-٤).



الشكل (٣-٥-٤)

(٣-٥-٥)-الجدران الاستنادية:-

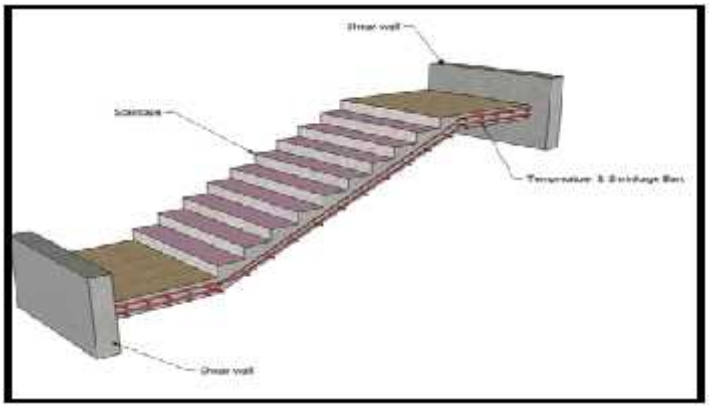
وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض(طابق التسوية)، لاحظ الشكل(٣-٥-٥).



الشكل(٣-٥-٥).جدار استنادي

(٣-٥-٦)الأدراج:-

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تحقق سهولة الحركة الرأسية بين الفعاليات المختلفة.حيث سنقوم باستخدام نوع واحد وهي الأدراج الخرسانية.لاحظ الشكل (٣-٥-٦).



الشكل (٣-٥-٦) درج خرساني.

(٣-٥-٧) فواصل التمدد :-

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

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

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) **في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.**
- (28m) **في المناطق الجافة.**

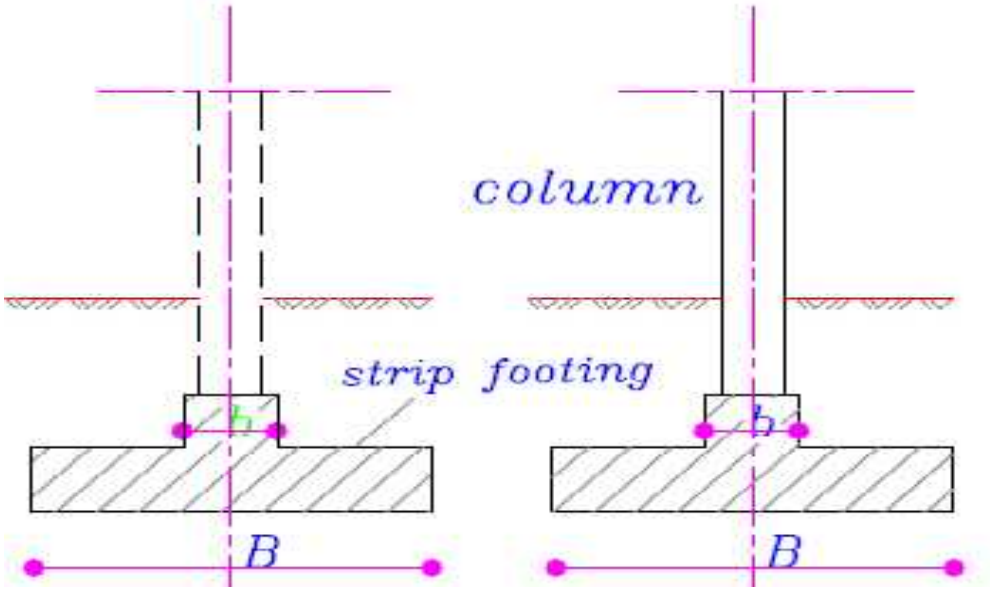
٢- يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

(٣-٥-٨)- الأساسات:-

وهي عبارة عن العناصر التي تنقل إليها جميع أحمال المبنى مباشرة من **الأعمدة**، ويتم تصميمها بناءا **على قدرة تحمل التربة، ومقدار الأحمال التي تتعرض** لها، وهناك عدة أنواع سيتم استخدامها في هذا المشروع أهمها:-

١-الأساسات المربعة أو المستطيلة وسيتم استخدامها كأساسات للأعمدة الحاملة.

٢- الأساسات المستمرة ،وسيتم استخدامها كأساسات لبيت الدرج و المصعد،(**جدران القص**)، **لاحظ** للشكل (٣-٥-٨)



الشكل (٣-٥-٨)

Strip footing Squire footing

(٣-٦)- برامج الحاسوب المستخدمة :-

سنقوم باستخدام عدد كبير من البرامج، في عمل التصميم المتكامل لهذا المبنى، ومن أهم هذه البرامج:-

أ- برنامج (AutoCAD) الذي يستخدم في عملية رسم المخططات المعمارية و الإنشائية.

ب- برنامج (Atir)، الذي يستخدم في عملية التحليل و التصميم، للعناصر الإنشائية المختلفة، وهو البرنامج الأفضل و الأكثر استخداما في مجتمعنا المحلي.

ت- برنامج(Staad pro)، الذي يستخدم أيضا في عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية المختلفة، وهو برنامج عالمي معروف و يعتبر الأكثر استخداما في مجال الهندسة المدنية.

Chapter Four 4

Structural Analysis and Design

4-1-Introduction

4-2-Determination of the Slab thickness

4-2-2-design of topping

4-2-3-Design of rib

4-2-4-Design of negative Moment

4-2-5-Design of positive Moment

4-2-6-Shear Design for Rib

4-3-Design of Beam

4-3-1behavior of beam

4-3-2-Design of Positive Moment

4-3-3-Design of Negative Moment

4-3-4-Design of Shear

4-4-1-Design of tow way ribbed slab

4-4-2-Determine thickness of tow way ribbed

4-5-Design of short column

4-6-Design of long column

4-7-Design of Isolated Footing

4-7-1 design of one way shear

4-7-2 design of tow way shear

4-7-3 Design of flexure

4-8-Design of combined Footing

4-8-1detrmination of footing dimention

4-8-2detrmination of footing depth

4-8-3design for bending moment

4-8-4 combined footing detail

4-9-Design of wall footing

4-9-1-load calculation

4-9-2-Determine the footing width

4-9-3-Determine of footing depth

4-9-4-Design of shear

4-9-5- Determine Reinforcement for moment strength

4-9-6- Development length

4-9-7-Design of secondary bottom reinforcement

4-9-8-Design of dowels bar

4-9-9-stripe footing detail

4-10-Design of shear wall

4-10-1-load calculation

4-10-2-calculation of shear force

4-10-3 shear wall design parameter

.

4-10-4-Design of horizontal reinforcement

4-10-5Design of vertical reinforcement shear

4-10-6 shear wall details

4-11-Design of Beasment wall

4-11-1 load calculation.

4-11-2 Wall design

4-11-3-Detail of beasment wall

4-12-Design of Stair

4-12-1-Determination of the Slab thickness

4-12-2-Load Calculation

4-12-3 Design of shear

4-12-4 Design of bending moment

4-12-4-1 Development length of bars

4-12-4-2 secondary reinforcement

4-12-5 Stair detail

4-12-6 Design of landing

4-13- Design of solid slab (stair's slab)

4-13-1 Determination of the Slab thickness

4-13-2 Determination of load

4-13-3 Design of shear

4-13-4 Design of Reinforcement

4-14 Design of well

Chapter Four

Structural Analysis And Design 4

4.1 Introduction:

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code, and by using the finite element method using many computer software such as "ATIR" and to find the internal forces, deflections and moments for all the structural element in order to design the elements.

4.2 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) :

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of one way slabs are computed, as follows:

For rib (R05) in the 5^{th} Floor.

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

= 6.2 /18.5 = 33.5 cm

$\Rightarrow$ We selected h = 32cm.

Note:- the places where the value of h equal 33.5 will be increased with reinforcement .

4.2-1 Load Calculations (T section):

Dead load:

Tiles	0.03×0.52×23	= 0.3588 kN/m of rib
Mortar	0.02×0.52×22	= 0.2288 KN/m of rib
Coarse Sand Fill	0.07×0.52×16	= 0.5824 kN/m of rib
Topping	0.08×0.52×24.5	= 1.0192 kN/m.
Concrete Rib	0.24×0.12×24.5	= 0.7056 kN/m of rib
Block	0.24×0.40×9	= 0.864 kN/m of rib
Plaster	0.02×0.52×22	= 0.2288 kN/m of rib

Nominal Total Dead Load = 0.3588 + 0.2288+ 0.5824 + 1.0192 + 0.7056 + 0.864+ 0.2288 = 3.987 kN/m of rib

Nominal Total live load =5 × 0.52 = 2.6 kN/m of rib

Total Dead Lad (Unfactored) = 3.987 /0.52 = 7.667 kN/m^2

Total live load = 5 kN/m^2

4.2-2 Design of topping:

Factor load From ACI code the equation tell that:

DL =4.17kN/m².

Tiles =0.03*23=0.69

Mortar =0.02*22=0.44

Concrete =0.08*24.5=1.92

Sand =0.07*16=1.12

DL =4.17kN/m².

qu = 1.2 DL + 1.6 LL.

qu = 1.2 (4.17) + 1.6 (5) = 13.004 kN/m².

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{13.004 \times (0.4)^2}{12} = 0.1734 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} \times \frac{b \times h^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24} \times \frac{1*0.08^2}{6} = 2.1947 kN.m\ .$$

$¤ \times Mn = 0.55 \times 2.1947 = 1.20711 kN.m.$

$¤ \times Mn = 1.2071 kN.m > Mu = 0.1734 kN.m.$

The Topping can be constructed in plain concrete, Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

$As_{min} = ° \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 cm^2 / 1m.$

Use Φ8/25 cm (4Φ8/m), with $As = 2.01 \text{cm}^2/\text{m}$ both directions.

$As = 2.01 \text{cm}^2/\text{m} > As_{min} = 1.44 \text{cm}^2/\text{m}$

4.2-3 Design of ribs (R13) at 3ed floor

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

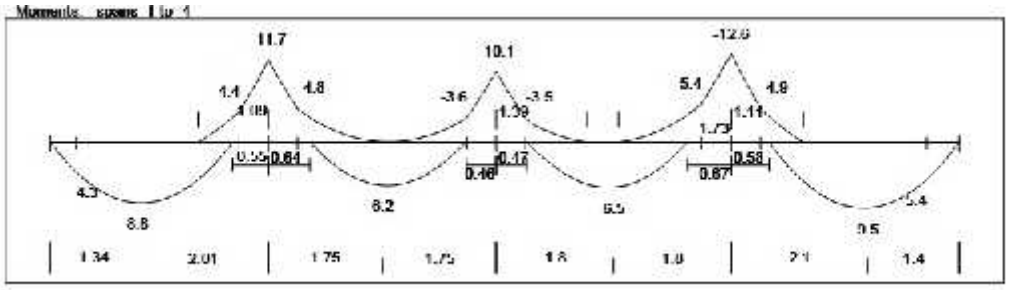


Fig. (4-2-3-A) Moment Diagram of Rib (R13)

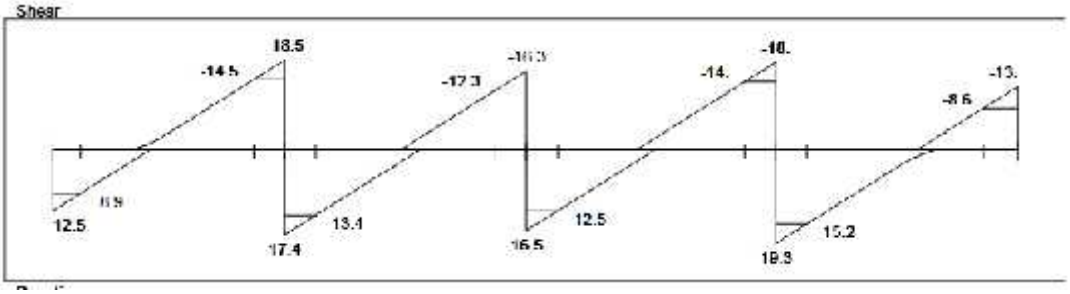


Fig. (4-2-3-B) Shear Diagram of Rib (R13)

4.2-4 Design of negative moment for rib (R13):

Assume slab is fixed at support points (Ribs)

Maximum negative moment is Mu=5.4 kN.m

Mn = 5.4 / 0.9 = 6.00 kN.m

d = h – cover – Φ_s – Φ/2 = 32 – 2 –1– 0.8/2 = 286 mm

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

$$kn = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{6.00\times 10^6}{120\times (286)^2} = 0.611 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.588)(0.611)}{420}}\right) = 0.00148$$

$As_{req.}$ = 0.00148 (120) (286) = 50.8 mm^2

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

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286)$$

$As_{\min} = 114.4mm^2 > 100mm^2$ …….the larger is control

$As_{\min} = 114.4mm^2$

$As_{req.} = 50mm^2 < As_{\min} = 114.4mm^2$ ……..use $As_{\min}$

Select 2 Φ 10 mm ……. Total As $_{provided}$ = 158 mm².

- **Check for strain**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$158 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$

$a = 27.108mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{27.108}{0.85} = 30.12mm$

$£_s = \frac{286 - 30.12}{30.12} \times 0.003$

$£_s = 0.0255 > 0.005$

$\Rightarrow$ **Ok Ø=0.9**

4.2-5 Design of positive moment for rib (R13):

For all spans

Effective flange width (b_E) according to ACI-code (8.10.2):

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

$b_E = L_c / 4 = 3.55 / 4 = 88.75$ cm

$b_E = 12 + 16\,t = 14 + 16\,(8) = 142$ cm

b_E = C / C spacing = 52 cm…..controls

Use Mu max. Positive for spans = 9.5 kN.m

Mn = 9.5 / 0.9 = 10.56 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) (0.08) (0.52) 1000= 848.64 kN

Mn = T or C (d – 0.5 a) = 84.864 (0.286 – 0.5 (0.08)) = 208.765 kN.m

Mn available =208.765 kN.m > Mn required = 10.22 kN.m

Then design as a rectangular with b_E = 52 cm

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

$$k_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{10.56 \times 10^6}{520 \times (286)^2} = 0.248 MPa$$

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

$$° = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.588)(0.248)}{420}}) = 0.000594$$

As = $° \times b \times d$

$As_{req.} = 0.000594 \times 520 \times 286 = 88.34\ mm^2$

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

$$As_{min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{(420)}(120)(286) \geq \frac{1.4}{420}(120)(286)$$

$As_{min} = 114.4 mm^2 > 100 mm^2$ …….the larger control

$As_{min} = 114.4 mm^2$

. As_{min} =114.4 mm^2 > As_{req} = 88.34 cm^2…….ok

Select 2 Φ 10 mm …… Total As $_{provided}$ = 158 mm².

- **Check for strain**

T = C

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

$$2 \times 79 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.256mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{6.256}{0.85} = 7.36mm$$

$$£_s = \frac{286 - 7.36}{7.36} \times 0.003$$

$$£_s = 0.1135 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.2-6 Design of shear for rib (R13):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical}$ = 15.2kN

Use Φ10 with two legs

$$Av = 2 \times 79 = 158 \text{ mm2}$$

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

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

$$= \frac{1}{2} \Phi \text{ Vc} = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.120 \times 0.286$$

= 10.5 kN

$$Vu > \frac{1}{2} \Phi \text{ Vc} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{not control}$$

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

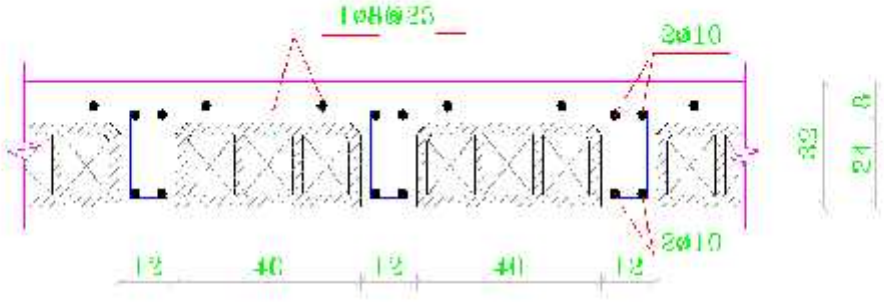
$$\Phi \text{ Vc} = 10.5 \times 2 = 21.0KN$$

$$Vu < \Phi \text{ Vc} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{control}$$

No shear reinforcement required

Use Φ 8@25 cm c/c . .

The figure (4-2-6-A) shows the distribution of reinforcement in the rib :-



TYPICAL SECTION IN RIBBED SLAB

4-3 Design of Beam (b5) :-

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

Fig. (4-3) Moment and shear Diagram of Beam

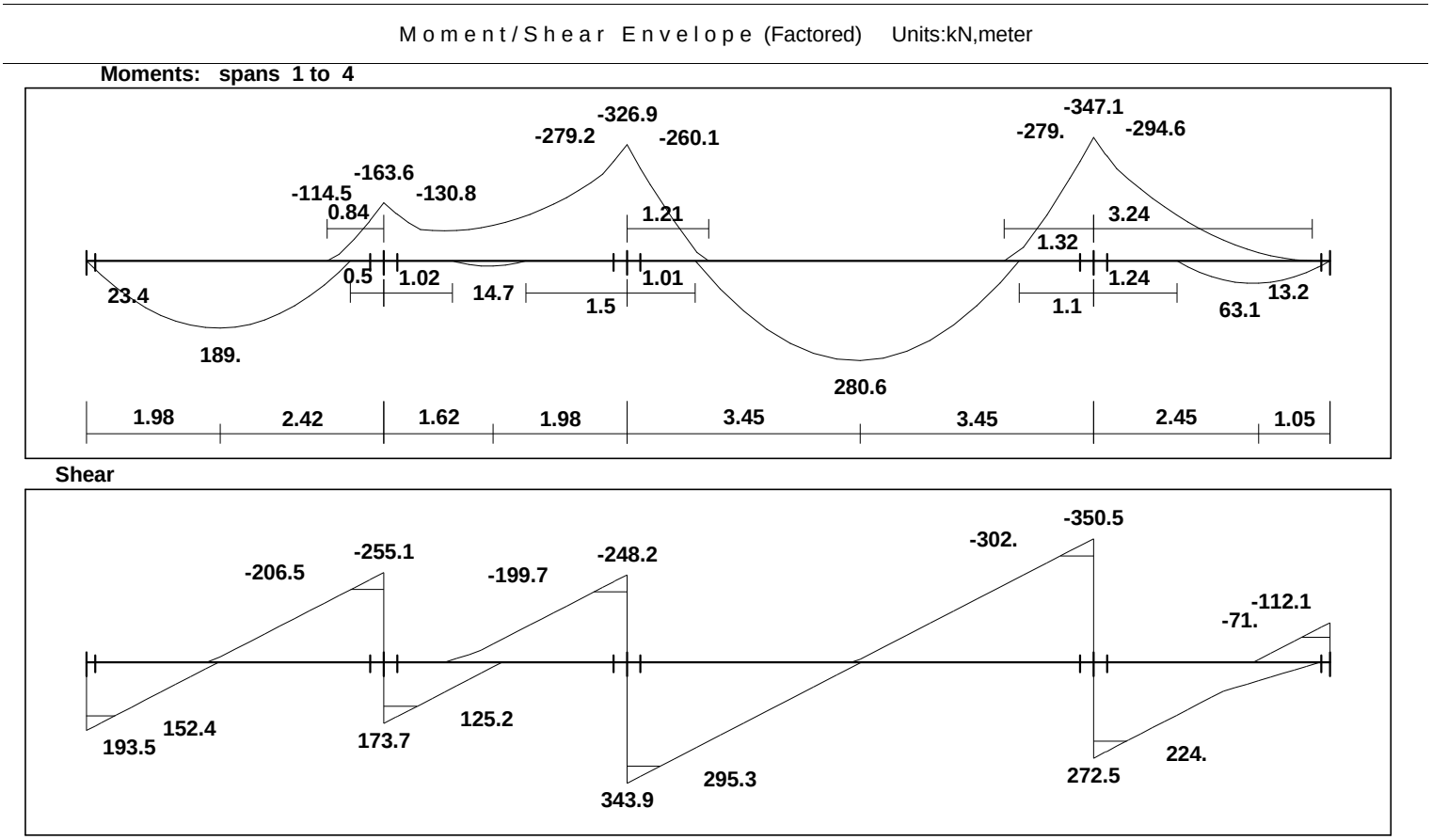


Fig. (4-3)

4.3-1Check if singly or doubly.

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

$Mu\max = 294.6\,\text{kN.m}$

Check Singly Or Doubly:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$$c = 111.43mm$$

$$a = \quad \times c$$

$$a = 0.85 \times 111.43 = 94.7155mm$$

$$c_{\max} = 111.43mm$$

$$a_{\max} = 94.7155mm$$

$$Mn = 0.85 \times fc' \times b \times a_{\max}(d - a_{\max}/2)$$

$$Mn = 0.85 \times 24 \times 0.9 \times 0.0947155(0.26 - 0.0947155/2)$$

$$Mn = 369.78KN.m$$

$$\Phi Mn = 0.82 \times 369.78 = 303.2196kN.m > Mu\max = 294.6kN.m$$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$\Rightarrow$ Compute Area of steel

4.3-2 Design of positive moment for beam of spans singly reinforcement (B5):

- **Span 1**

$$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$$

$$Mu = 189\text{kN.m}$$

$$\Phi Mn = 0.82 \times 353.6 = 303.219kN.m > Mu = 189kN.m$$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

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

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.189/0.9)}{0.9 \times (0.26)^2} = 3.452MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 3.452}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.0091$$

$$As = 0.0091\times 900\times 260$$

$$As = 2121\ mm^2$$

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

$$As_{min} = \frac{1.4}{(420)}(900)(260) \geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(900)(260)$$

As_{min} =780mm^2 > 682.5 mm^2

Use $\Phi 20$

# of bar =2121/314=6.75 bar

Use 7 $\Phi 20$ …….. Area of steel = 7×314 =2198 mm ^{2}

Space between bar center to center

(900-80-20-40)/6=126.7mm

- **Check for strain**

T = C

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

$$7\times 314\times 420 = 0.85\times 24\times 900\times a$$

$$a = 50.3mm$$

$$c = \frac{a}{} = \frac{50.3}{0.85} = 59.2mm$$

$$\pounds_s = \frac{260-59.2}{59.2}\times 0.003$$

$$\pounds_s = 0.0101 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

- **Span 2**

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

$Mu = 14.7\text{kN.m}$

$\Phi Mn = 0.82 \times 369.78 = 303.219kN.m > Mu = 14.7kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

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

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0147/0.9)}{0.9 \times (0.26)^2} = 0.27MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.27}{420}}\right)$$

$$\circ = 0.00065$$

$\text{As} = 0.00065 \times 900 \times 260$

$\text{As} = 152.1\ \text{mm}^2$

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

$$As_{\min} = \frac{1.4}{(420)}(900)(260) \geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(900)(260)$$

$\text{As}_{\min} = 780\text{mm}^2 > 682.5\ \text{mm}^2$

Use $\Phi 16$

# of bar =780/314=3.88 bar

Use 4 $\Phi 16$ …… Area of steel = $4 \times 201 = 804\ \text{mm}^2$

Space between bar center to center

(900-80-20-40)/3=253.3mm

- **Check for strain**

T = C

$\text{As} \times \text{fy} = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$$4\times 201\times 420 = 0.85\times 24\times 900\times a$$

$$a = 18.4mm$$

$$c = \frac{a}{} = \frac{18.4}{0.85} = 21.7mm$$

$$£_s = \frac{260-21.7}{21.7}\times 0.003$$

$$£_s = 0.033 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

- **Span 3**

$$d = 320-40-10-10 = 260mm$$

$$Mu = 280.6\text{kN.m}$$

$$\Phi Mn = 0.82\times 353.6 = 303.219kN.m > Mu = 280.6kN.m$$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

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

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b\times d^2} = \frac{(0.2806/0.9)}{0.9\times(0.26)^2} = 5.13MPa$$

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

$$° = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 5.13}{420}}\right)$$

$$° = 0.0143$$

$$\text{As} = 0.0143\times 900\times 260$$

$$\text{As} = 3352.6\ \text{mm}^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{1.4}{(420)}(900)(260) \geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(900)(260)$$

$$\text{As}_{\min} = 780\text{mm}^2 > 682.5\ \text{mm}^2$$

Use $\Phi 25$

# of bar =3352.6/491=6.83 bar

Use 7 Φ25mm…… Area of steel = 7×491 =3437 mm^2

Space between bar center to center

(900-80-20-40)/6=126.7mm

- **Check for strain**

T = C

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

$7\times491\times420 = 0.85\times24\times900\times a$

$a = 78.63mm$

$c = \frac{a}{} = \frac{78.63}{0.85} = 92.5mm$

$£_s = \frac{260-92.5}{92.5}\times0.003$

$£_s = 0.0054 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **Span 4**

$d = 320-40-10-10 = 260mm$

Mu = 63.1kN.m

$\Phi Mn = 0.82\times353.6 = 303.219kN.m > Mu = 63.1kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.588$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b\times d^2} = \frac{(0.0631/0.9)}{0.9\times(0.26)^2} = 1.1524MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 1.1524}{420}}\right)$$

$$\rho = 0.00283$$

$$As = 0.00283\times 900\times 260$$

$$As = 662.22\ \text{mm}^2$$

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

$$As_{min} = \frac{1.4}{(420)}(900)(260) \geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(900)(260)$$

As_{min} =780mm^2 > 682.5 mm^2

Use Φ 16

# of bar =780/201=3.88 bar

Use 4 Φ 16 mm……Area of steel = 4×201 =804 mm ^{2}

Space between bar center to center

(900-80-20-40)/3=253.3mm

- **Check for strain**

T = C

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

$$4\times 201\times 420 = 0.85\times 24\times 900\times a$$

$$a = 18.4mm$$

$$c = \frac{a}{} = \frac{18.4}{0.85} = 21.7mm$$

$$\pounds_s = \frac{260-21.7}{21.7}\times 0.003$$

$$\pounds_s = 0.033 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.3-3 Design of negative moment for beam (B5):

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$.

For support # 2 .

$Mu = 130.8\,\text{kN.m}$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$c = 111.43mm$

$a = \quad \times c$

$a = 0.85 \times 111.43 = 94.7155mm$

$c_{\max} = 111.43mm$

$a_{\max} = 94.7155mm$

$Mn = 0.85 \times fc' \times b \times a_{\max}(d - a_{\max}/2)$

$Mn = 0.85 \times 24 \times 0.9 \times 0.083786(0.26 - 0.083786/2)$

$Mn = 289.37KN.m$

$\Phi Mn = 0.82 \times 289.7 = 237.2834kN.m > Mu = 130.8kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

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

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.1308/0.9)}{0.9 \times (0.26)^2} = 2.39MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 2.39}{420}}\right)$$

$$\circ = 0.0061$$

$\text{As} = 0.0061 \times 900 \times 260$

$\text{As} = 1427.4\ \text{mm}^2$

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

$$As_{min} = \frac{1.4}{(420)}(900)(260) \geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(900)(260)$$

As_{min} =780mm^2 > 682.5 mm^2

Use Φ 18

# of bar =1427.4/254=5.7 bar.

Use 6 Φ 18mm…… Area of steel = 6×254 =1524 mm ^{2}

Space between bar center to center

(900-80-20-40)/5=152mm

- **Check for strain**

T = C

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

$6 \times 254 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$

$a = 34.9mm$

$c = \frac{a}{} = \frac{34.9}{0.85} = 41.01mm$

$£_s = \frac{260 - 41.01}{41.01} \times 0.003$

$£_s = 0.016 > 0.005$

$\Rightarrow$ Ok

- **For support # 3&4:**

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$.

$Mu = 294.6\,\text{kN.m}$

$$\frac{0.003}{c}=\frac{0.003+0.004}{d}$$

$c=111.4mm$

$a=\quad\times c$

$a=0.85\times 111.4=94.7mm$

$c_{\max}=111.43mm$

$a_{\max}=94.7155mm$

$Mn=0.85\times fc'\times b\times a_{\max}(d-a_{\max}/2)$

$Mn=0.85\times 24\times 0.9\times 0.0947155(0.26-0.0947/2)$

$Mn=369.78KN.m$

$\Phi Mn=0.82\times 369.78=303.22kN.m>Mu=294.6kN.m$

$\Rightarrow$ The section must be singly reinforced section:

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

$$k_n=\frac{Mu/\Phi}{b\times d^2}=\frac{(0.2946/0.9)}{0.9\times(0.26)^2}=5.386MPa$$

- $=\frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times kn}{fy}})$
- $=\frac{1}{20.588}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 5.386}{420}})$
- $=0.0152$

$As=0.0152\times 900\times 260$

$As=3557.5\ mm^2$

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

$$As_{\min}=\frac{1.4}{(420)}(900)(260)\geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(900)(260)$$

$As_{min}=780mm^2 > 682.5\ mm^2$

Use $\Phi 25$

# of bar =3000/491=6 bar Use $6\Phi 25$

# of bar = 611.5/314=1.94bar use 2Φ 20

Use $6\Phi 25$ & 2Φ 20 …… Area of steel = 6*491+2*314 =3574 mm^2

Space between bar center to center

(900-80-20-40)/7=108.5mm

- **Check for strain**

T = C

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

$$3574 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 900 \times a$$

$$a = 81.7mm$$

$$c = \frac{a}{} = \frac{81.7}{0.85} = 96.18mm$$

$$£_s = \frac{260 - 96.18}{96.18} \times 0.003$$

$$£_s = 0.0052 > 0.005$$

Ok

look at fig (4-3-3)

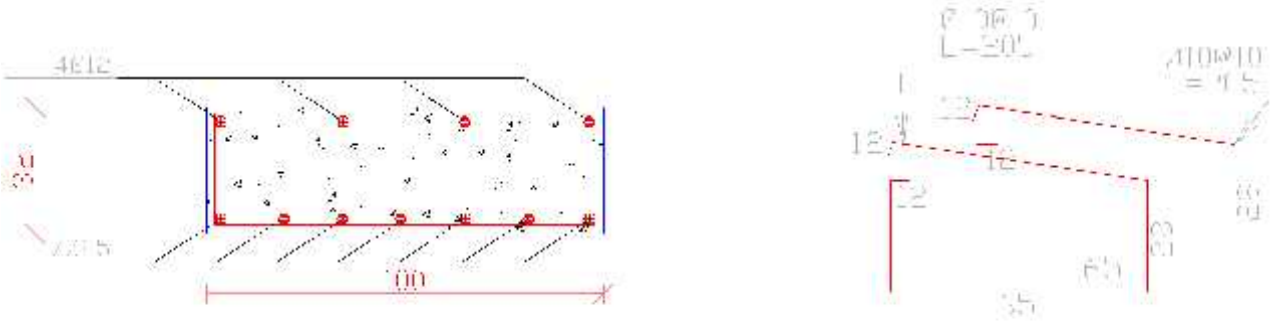


Fig.(4-3-3)

4-3-3 Design of shear for beam of singly reinforcement (B5):

ACI – 318 – Categories for shear design:

Vu_{critical} = 302 kN

Use Φ10 with two leg , Av=2*179=158mm^2

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

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

$$= \frac{1}{2}\times 0.75\times\frac{\sqrt{24}}{6}\times 900\times 260 \quad = 71.647 \text{ kN}$$

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

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

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

$\Phi\, Vc = 71.647\times 2 = 143.3kN$

Vu > Φ Vc……..not control

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

$$\Phi Vs_{\min} \ge 0.75(\frac{1}{3}) \times \text{bw} \times \text{d} \ge \frac{0.75}{16}\sqrt{fc'} \times \text{bw} \times \text{d}$$

$$\Phi Vs_{\min} \ge 0.75(\frac{1}{3}) \times 0.9 \times 0.26 \times 10^3 \ge \frac{0.75}{16}\sqrt{24} \times 0.9 \times 0.26 \times 10^3$$

$$\Phi Vs_{\min} \ge 58.5kN \ge 53.73$$

$$\Phi Vs_{\min} = 58.5kN$$

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 143.3 + 58.5 = 201.8kN$$

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

4. $\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d$

$$\Phi \frac{\sqrt{fc'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 900 \times 260 = 286.6KN$$

$$\Phi Vc + \Phi \times \frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times bw \times d = 143.3 + 286.6 = 429.9 > Vu$$

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

$$\Rightarrow \Phi Vs_{req.} = Vu - \Phi Vc = 286.8 - 143.3 = 143.5kN$$

$$S_{req.} = \frac{\Phi \times Av \times fy \times d}{\Phi Vs_{req.}} = \frac{0.75 \times 158 \times 420 \times 260}{143.5 \times 10^3} = 9cm.....control.$$

$$S \le \frac{d}{2} = \frac{26.0}{2} = 13.0cm.$$

Select Φ 10 @ 10 cm c /c …….

4-4 Design of two way ribbed slab:

4.4-1 Load Calculations (T section):

Dead load:

Tiles	0.03×0.52×0.52× 23	= 0.186576 kN/ rib
Mortar	0.02×0.52×0.52×22	= 0.118976 KN/ rib
Coarse Sand Fill	0.07×0.52×0.52×16	= 0.3028 kN/ rib
Topping	0.08×0.52×0.52×24.5	= 0.53 kN/rib
Concrete Rib	0.24×(0.4+0.52)×012×24.5	= 0.649kN/ rib
Block	0.24×0.4×0.4 ×9	= 0.3456 kN/ rib
Plaster	0.02×0.52×0.52×22	= 0.118976 kN/ rib

Nominal Total Dead Load = 2.25208 kN/rib

WuD=1.2×2.25208/$(0.52)^2$ =10KN

WuL =1.6 × 5 = 8 kN/m^2

To find Vu on rib :-

Table 12-6:-

La/Lb=6.5/9.4=0.7

Wa=0.81

Wb=0.19

$$Vua=(10+8)\times\frac{(9.4\times6.50)\times0.81}{2\times9.4}\times0.52=24.6402KN$$

$$Vua=(10+8)\times\frac{(9.4\times6.50)\times0.19}{2\times6.5}\times0.52=8.22KN$$

$$¤Vc=\frac{0.75}{6}\sqrt{24}\times0.12\times0.286\times1000=21.01KN$$

$1.1Vc < Vu$

Check Singly or Doubly:

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

$$¤Vs\min = \frac{0.75}{3} \times 0.12 \times .286 \times 1000 = 8.58$$

$$\geq \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 0.12 \times 0.286 \times 1000 = 7.88$$

$item : 3$

$$¤Vc < Vu \leq ¤Vc + ¤Vs\min$$

$$21.01 < 24.6402 \leq 21.01 + 8.58$$

$$21.01 < 24.6402 \leq 29.59$$

$$s \leq 600 \leq d/2 \cdots 286/2 = 143mm$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times bw}{3 \times fyt} \geq \frac{1\sqrt{24}}{6 \times 420} \times 0.12 \times 1000 =$$

$$\frac{Av}{s} \geq \frac{1 \times 0.12}{3 \times 420} \times 1000 \geq \frac{1\sqrt{24}}{6 \times 420} \times 0.12 \times 1000$$

$$\frac{Av}{s} \geq 0.09238 \geq 0.2333$$

$$\frac{Av}{s} = 0.2333$$

$$Av = 0.2333 \times 0.143 = 0.03336m^2$$

*Positive moment

Ca.dl=0.068, Call=0.068

Cb.dl=0.016, Cb.ll=0.016

Ma+ve=[Cadl.W.La^2]

Ma+ve=[0.068×10×6.5 ^{2}+0.068×8×6.5^2]×0.52=26.89KN.m

Ma+ve=[0.016×10×9.4 ^{2}+0.016×8×9.4^2]×0.52=13.23KN.m

Maximum moment is Ma+ve=26.89KN.m

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

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(.02689/0.9)}{0.52 \times (0.286)^2} = 0.70244MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 0.70244}{420}}\right)$$

$$\circ = 0.00172$$

$$As = 0.00172\times 520\times 286$$

$$As = 253.1\,mm^2$$

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

$$As_{min} = \frac{1.4}{(420)}(120)(286) \geq 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}(120)(286)$$

As_{min} =114.4mm^2 > 100 mm^2

Use $2\Phi 14$

As =253.1/154=2 bar use 2 bar

Use $2\Phi 14$ mm……Area of steel = 2×154 =308 mm ^{2}

- **Check for strain**

T = C

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

$$2\times 154\times 420 = 0.85\times 24\times 120\times a$$

$$a = 52.84mm$$

$$c = \frac{a}{} = \frac{52.84}{0.85} = 62.168mm$$

$$£_s = \frac{286-62.168}{62.168}\times 0.003$$

$$£_s = 0.0108 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

Design the negative reinforcement :

1/3*As of positive moment

$$\frac{253.1}{3} = 84.39\text{mm}^2$$

Use $2\Phi 10$ at 30 cm c/c ……

Note :-" there is no negative moment in one panel tow way slab , but we will take 1/3 of the area of steel of positive moment .

4.4-2 Determine thickness of two way ribbed slab:

$$Ib = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.8(0.32)^3}{12} = 0.00218453$$

$$Is = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.52(0.105)^3}{3} - \frac{0.4(0.025)^3}{3} + \frac{0.12(0.025)^3}{3} = 0.000596$$

$$Is_1 = \frac{0.000569}{0.52} \times 9.6 = 11 \times 10^{-3}$$

$$\sim_1 = \frac{Ib}{Is} = \frac{.00218453}{11 \times 10^{-3}} = 0.1986$$

$$Is_2 = \frac{0.000218453}{0.52} \times 9.6 = 7.9 \times 10^{-3}$$

$$\sim_2 = \frac{Ib}{Is} = \frac{.00218453}{7.9 \times 10^{-3}} = 0.27652278$$

$$\sim_{fm} = 0.475$$

$$0.2 < \sim_{fm} < 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln(0.8 + fy/1400)}{36 + 5\ (\sim_{fm} - 0.2)}$$

$$= \frac{9.4}{6.5} = 1.44615$$

$$h_{\min} = \frac{9.4(0.8 + 420/1400)}{36 + 5 \times 1.44617(0.475 - 0.2)} = \frac{10.34}{37.9893} = 0.272m$$

$$h = 32 > 27cm$$

4.5 Design of Short Column(C37) in Basement:

4.5.1 Design of longitudinal Reinforcement :

The Column is an internal one.

P_u = 6730 KN

$$P_{n\,(max)} = \frac{p_u}{0.65} = \frac{6730}{0.65} = 10353.85kN.$$

Assume $\rho_g = 0.035$

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

$$10353.85 = 0.8 \times Ag\{0.85 \times 24 + 0.035(420 - 0.85 \times 24)\}$$

$Ag = 3763.85 cm^2$

Select 70*70 cm …… with Ag = 4900 cm² > Agreq = 3763.85 cm²

4.9.2 Check Slenderness Effect :

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

K = 1

Lu = 3.36 m

r = 0.3h = 0.3 x 0.7 = 0.21

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

$\frac{1x3.36}{0.21} \le 34 - 12x1 \le 40 .....ACI - (10.12.2)$

$16 \le 22 \le 40$

$\therefore ShortColoumn$

$\therefore$ Slenderness effect must not be considered

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

$10353.85 = 0.8 \times 4900\{0.85 \times 24 + °_g(420 - 0.85 \times 24)\}$

$°_g = 0.015$

$A s = 0.015 * 700 * 700$

$A s = 7350 mm^2$

Check As min :

$° \min = 1\%$

$As\min = 0.01 * 700 * 700 = 4900 mm^2$

➔ $A_{s\ min} < A_{s\ req}$

Use 16Φ25mm …….. with As = 7840 mm² > As_{req} = 7350 mm²

4.9.3 Design of the Tie Reinforcement

For Φ 10 mm ties :

$S \le 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \le 48$ dt (tie bar diameter).

$S \le$ Least dimension.

$S \le 16 \times 2.5 = 40$ cm

$S \le 48 \times 1.0 = 48$ cm

$S \le 70$

Use Φ10@ 40cm ties …….

4.9.4 Short column detail:-

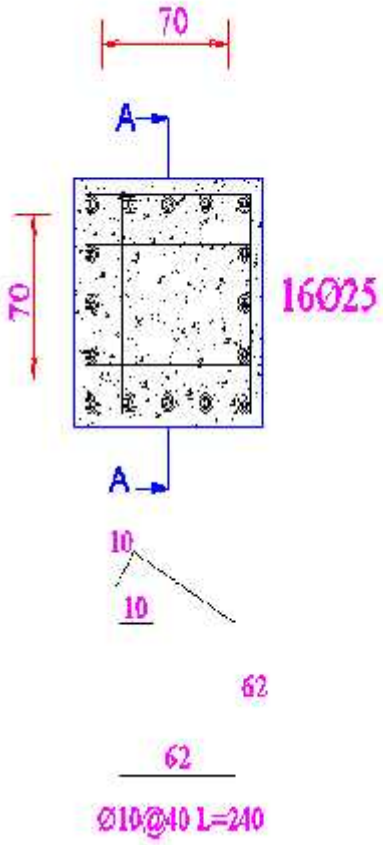


Fig. (4-15). Short Column Details

4-5 Design of long column (C59):

DL=358.51KN

LL=246.752KN

Assume 50×25cm

Wcolu=0.25×0.5×3.856×5×24.5=59.05KN

Pn=

$$Pn = \frac{Pu}{¤} = \frac{(Dl + Ll)\times 5 + 59.05}{0.65} = \frac{3085.36}{0.65} = 4746.71KN$$

$$Pn = 0.85\times Ag(0.85fc'(1- °g) + °gfy)$$

$$4.74671 = 0.85\times Ag(0.85\times 24(1-0.02) + 0.02\times 420)$$

$$4.74671 = 22.7136Ag$$

$$Ag = 0.20m^2$$

Try 0.6×0.4

$$4.74671 = 0.8\times 0.24(0.85\times 24(1- °g) + 420\times °g)$$

$$4.74671 = 0.192(20.4 - 20.4 °g + 420 °g)$$

$$4.74671 = 3.9168 - 3.9168 °g + 80.64 °g$$

$$0.82991 = 76.7232 °g$$

$$°g = 0.011 > 0.01 ok$$

The dimension of column is sufficient

* Check Slenderness Effect:

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.0 m

M1&M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1*3.27}{0.3*0.4} = 27.25 > 22$$

$$\therefore long \quad Coloumn$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\ _d} \quad \text{.....} [ACI318-2002 \ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(358.51)}{3085.36} = 0..14$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.4^3}{12} = 0.0032m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.0032}{1+0.14} = 26.13MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*26.13}{(1.0*3.27)^2} = 24.09MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \text{.....} ACI318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \text{ .....} According\ to\ ACI318-2002(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{.....} ACI318-2002(Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3085.36/0.75*24.09*10^3)} = 1.21 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 400 = 27\,mm = 0.027\,m$$
$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.027 * 1.21 = 0.033\,m$$
$$\frac{e}{h} = \frac{0.033}{0.4} = 0.0825$$

In The Other Direction

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+_{d}} \quad .....[ACI318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$
$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15Mpa$$
$$_{d} = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(385.51)}{3085.36} = 0.14$$
$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.4 * 0.6^3}{12} = 0.0072m^4$$
$$EI = \frac{0.3 * 23270.15 * 10^6 * 0.0072}{1+0.14} = 44.09MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 44.09}{(1.0 * 3.27)^2} = 40.65MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) .....ACI318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1\ .....According\ to\ ACI318-2002(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(3085.36/0.75 * 40.65 * 10^3)} = 1.11 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 600 = 33\,mm = 0.033\,m$$
$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024 * 1.11 = 0.03663\ m$$
$$\frac{e}{h} = \frac{0.03663}{0.6} = 0.061$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{3085.36}{0.6*0.4} * \frac{145}{1000} = 1864.02 \ Psi$$

$$° _g = 0.011$$

$A_s = \rho * Ag = 0.011*400*600 = 2640\ mm^2$

Use ¤ 20 with area $314mm^2$

Use 10 ¤ 20 mm …… …… … with area $314*10 = 3140mm^2$

Spacing:

$$\frac{600-80-20-20}{3} = 15.3cm \ c/c$$

$$\frac{400-80-20-20}{3} = 9.3cm \ c/c$$

Distance between stirrups :-

S≤16 *longitudinal bar = 16*20 =320 mm

≤ less dimension ≤ 400mm

≤ 40* diameter of stirrups =40*10=400mm

Use ¤ 10@25 cm C/C .

The figure (4-5-A) shows the distribution of the reinforcement in the column section :-

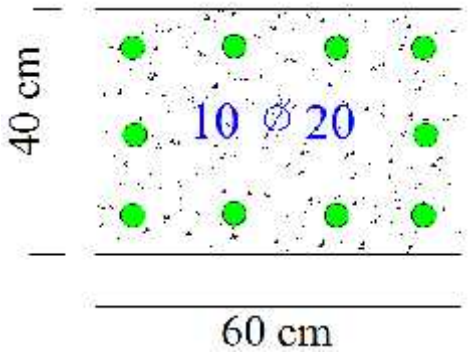


figure (4-5-A)

4-7 Design of isolated footing for column(45):

$q_{all(net)}$ =400KN

service load

DL=229.07×5=1145.35KN

LL=179.23×5=896.15KN

DL=1145.35+59.05=1204.4KN weight of column=59.05KN

LL=179.23×5=896.15KN

$$A_{foot} = \frac{1204.4 + 896.15}{400} = 5.25m^2$$

$$L = \sqrt{5.25} = 2.29$$

$$A = 2.3 \times 2.3$$

4-7-1 Design of one way shear:

Assume h=60cm

D=600-75-20=505mm

$$Pn = \frac{Pu}{¤} = \frac{(Dl + Ll) \times 5 + 59.05}{0.65} = \frac{2100.55}{0.65} = 3231.62KN$$

$$q = \frac{1.2 \times Dl + 1.6Ll}{A} = \frac{2879.12}{2.3 \times 2.3} = 544.26KN$$

$$Vu = (\frac{2.3}{2} - 0.3 - 0.505) \times 2.3 \times 544.26$$

$$Vu = 431.87KN$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 0.505 \times 2.3 \times 1000 = 711.27KN$$

$$¤V = 711.27KN \geq Vu = 431.87KN$$

$\Rightarrow$ Ok

$\Rightarrow$ 4-7-2 Design of two way shear:

Assume h=60cm

D=600-75-20=505mm

$$Pn = \frac{Pu}{¤} = \frac{(Dl + Ll) \times 5 + 59.05}{0.65} = \frac{2100.55}{0.65} = 3231.62KN$$

$$q = \frac{1.2 \times Dl + 1.6Ll}{A} = \frac{2879.12}{2.3 \times 2.3} = 544.26KN$$

$$Vu = 544.26(2.3 \times 2.3 - 1.105 \times 0.905)$$

$$Vu = 2334.85KN$$

$$¤Vc = ¤\frac{1}{3}\sqrt{fc'} \times b\circ \times d$$

$$¤Vc \leq ¤(\frac{\sim s.d}{3b\circ} + 2)\sqrt{fc'} \times b\circ \times d$$

$$¤Vc \leq ¤(\frac{4}{Bc} + 2)\sqrt{fc'} \times b\circ \times d$$

$$¤Vc = 0.75\frac{1}{3}\sqrt{24} \times 4.02 \times 0.505 \times 1000 =$$

$$2486.35KN$$

$$¤Vc \geq Vu$$

Ok no punching

4-7-3 Design of flexural

$$Mu = 544.26 \times 2.3(\frac{0.85^2}{2}) = 452.21KN.m$$

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

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(.45221/0.9)}{2.3 \times (0.505)^2} = 0.856MPa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.856}{420}})$$

$$\circ = 0.00208$$

$As = 0.00208 \times 2300 \times 505$

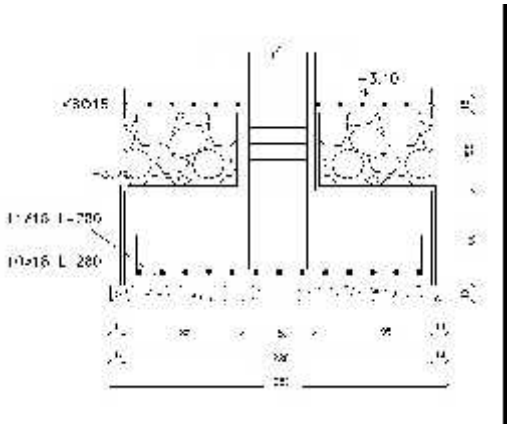
$As = 2416\,mm^2$

$As_{min} = 0.0018 \times 2300 \times 600 = 2484\ mm^2$ ....($ACI - 10.5.1$)

As_{min} =2484mm^2 > 2416 mm^2 control

Use 14 Φ 16 mm ……. in both direction

The figure (4-6-A) shows the distribution of the reinforcement in the foundation section:-



Section (4-6-A)

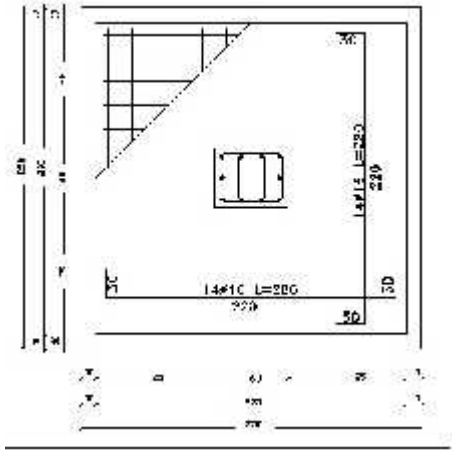


Figure (4-6-A)

4.8 Design of combined footing :

Footing for the column C90 & C91 :

C90 : 50*40

D.L = 817.07 KN.

L.L = 524.57 KN .

C91 : 60*40

D.L = 1377.5 KN.

L.L = 804.12 KN .

P =817.07+524.57+1377.5+804.12 = 3523.3KN .

4.8.1 Determination of footing dimintions:

Allowable soil pressure = 400 KN/m2

A = P/q $_{all.}$

Ag = 3523.3/400 = 8.8 m2 .

Assume B = 2.3m. ……. L = 11.77/2.3 = 3.85 m.

Distance between the two columns is 2 m center to center

FR Position at the center between the two coulumn

$\Rightarrow X = 1.175m$ *from C*90 *center*

$\Rightarrow X = 0.575m$ *from C*91 *center*

4.8.2 Determination of footing depth:

Select h = 80 cm ….d = 70.5 cm .

Factored load :

Pu 90 = 1.2 D.L + 1.6 L.L = 1819.8 KN .

Pu 91 **u** = 1.2 D.L + 1.6 L.L = 2939.6 KN .

$$q_u = \frac{Pu90+Pu91}{Ag}$$

$$q_u = \frac{1819.8+2939.6}{(2.3*3.85)} = 537.5 \text{ KN/m2 .}$$

- **Check for one way shear strength for C90 :**

$$Vu = 1819.8 - 537.5(0.25 + 0.5 + 0.705)2.3 = 82.87KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 2.3 * 0.705 = 992.87Kn$$

$$¤.Vc = 992.87Kn > Vu = 82.87Kn$$

$$\therefore \ Safe$$

- **Check for one way shear strength for C91 :**

$$Vu = 2939.6 - 537.5(1.05 + 0.6 + 0.705) * 2.3 = 28.231KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 2.3 * 7.05 = 992.87Kn$$

$$¤.Vc = 992.87Kn > Vu = 28.231Kn$$

$$\therefore \ Safe$$

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

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

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

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

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

Whre:

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

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

$\sim_s = 30$ …… for exterior column

$\sim_s = 40$ ……. for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{(50/40)}\right)*\sqrt{24}*3.31*0.705*1000 = 3475.8Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{30}{3.31/0.705}\right)*\sqrt{24}*3.31*0.705*1000 = 4565.5Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*0.705*3.31*1000 = 2858Kn$$

$¤.V_C = 2858Kn$ ..... *Control*

$Vu_{C90} = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ \ of\ \ critical\ \ \text{sec}tion$

$Vu_C = 1819.8 - [537.5*(0.75+0.3525)*(0.4+0.705)] = 1165KN$

$¤.Vc = 2858Kn > Vu_C = 1165Kn$..... *satisfied*

- **Chick tow way shear for C91:**

***** When we tack the column as interior:**

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{(60/50)}\right)*\sqrt{24}*4.82*0.705*1000 = 5549.1Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40}{4.82/0.705}\right)*\sqrt{24}*4.82*0.705*1000 = 6087.3Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*0.705*4.82*1000 = 4161.8Kn$$

***** When we tack the column as exterior:**

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{(60/50)}\right)*\sqrt{24}*3.715*0.705*1000 = 4277Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{30}{3.715/0.705}\right)*\sqrt{24}*3.715*0.705*1000 = 4565.5Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*0.705*3.715*1000 = 3207.7Kn$$

$$¤.V_C = 3207.7Kn \;\ldots\ldots\; Control$$

$$Vu_{C90} = Pu - FR_b$$

$$FR_b = \pm_{bu} * area\ \ of\ \ critical\ \ \text{sec}tion$$

$$Vu_C = 2939.6 - [537.5*(0.4+0.705)*(0.6+0.705)] = 2164.52KN$$

$$¤.Vc = 3207.7Kn > Vu_C = 2164.52Kn\ldots\ldots\ \ satisfied$$

4.8.3 Design for Bending Moment:

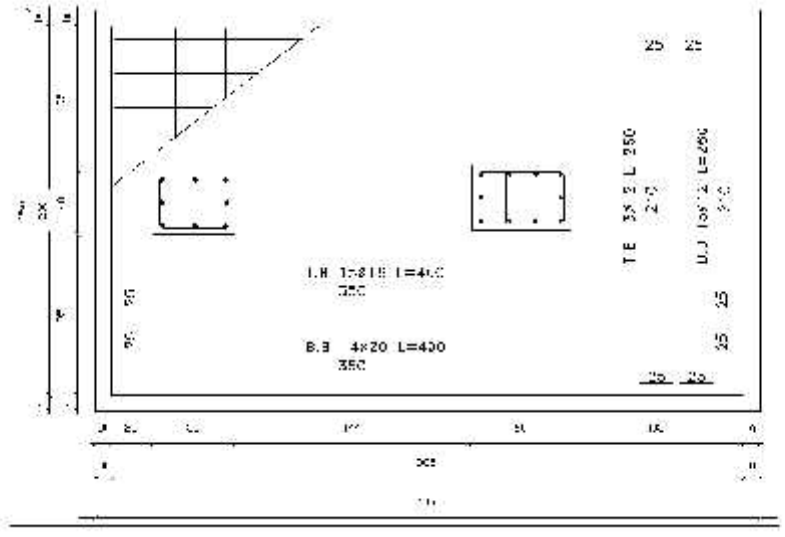


Fig. (4-20). Combined Footing

$Mu1 = 537.5*((0.5)^2/2)*2.3 = 155.1Kn.m$

$Mu2 = 537.5*((1.35)^2/2)*2.3 = 155.1Kn.m$

$Mu@zeroshear:-$

1891.8-(537.5*2.3*x) = 0.0

X = 1.472 m.

$Mu@_{x=1.472} = 537.5*((1.472)^2/2)*2.3 - 1819.8*0.972 = 429.5KN.m$

For negative moment : Mu=429.5kn.m.

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{429.5/0.9}{2.3\times(0.705)^2}*10^{-3} = .42Mpa$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.588\times 0.42}{420}}\right) = 0.00101$$

$As_{Req.} = \circ *b*d = 0.00101*2300*705 = 1637.7\ mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2300*800 = 3312mm^2$

$\therefore As = 3312mm^2$

Use 17Ø 16 mm …… with $A_{provided}$ = 3417 mm^2

Check for Strain:

Tension = Compression

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

$3417*420 = 0.85*24*1000*a$

$a = 30.59mm$

$$£_s = \frac{705-30.59}{30.59}*0.003$$

$£_s = 0.066 > 0.005$ .....OK

For positive moment Mu = 1126.5 Kn.m

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1126.5/0.9}{2.3\times(0.705)^2} * 10^{-3} = 1.1Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.588\times 1.1}{420}}\right) = 0.0027$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.0027 * 2300 * 705 = 4378.05 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2300 * 800 = 3312 mm^2$$

$$\therefore As = 4378.05 mm^2$$

Use 18Ø18mm ……. with $A_{provided} = 4554 \ mm^2$

Check for Strain:

Tension = Compression

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

$$4554 * 420 = 0.85 * 24 * 2300 * a$$

$$a = 40.765mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{705 - 40.765}{40.765} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.049 > 0.005 \quad .....OK$$

Use the column bars as a dowels

4.8.4 Combined Footing Details:

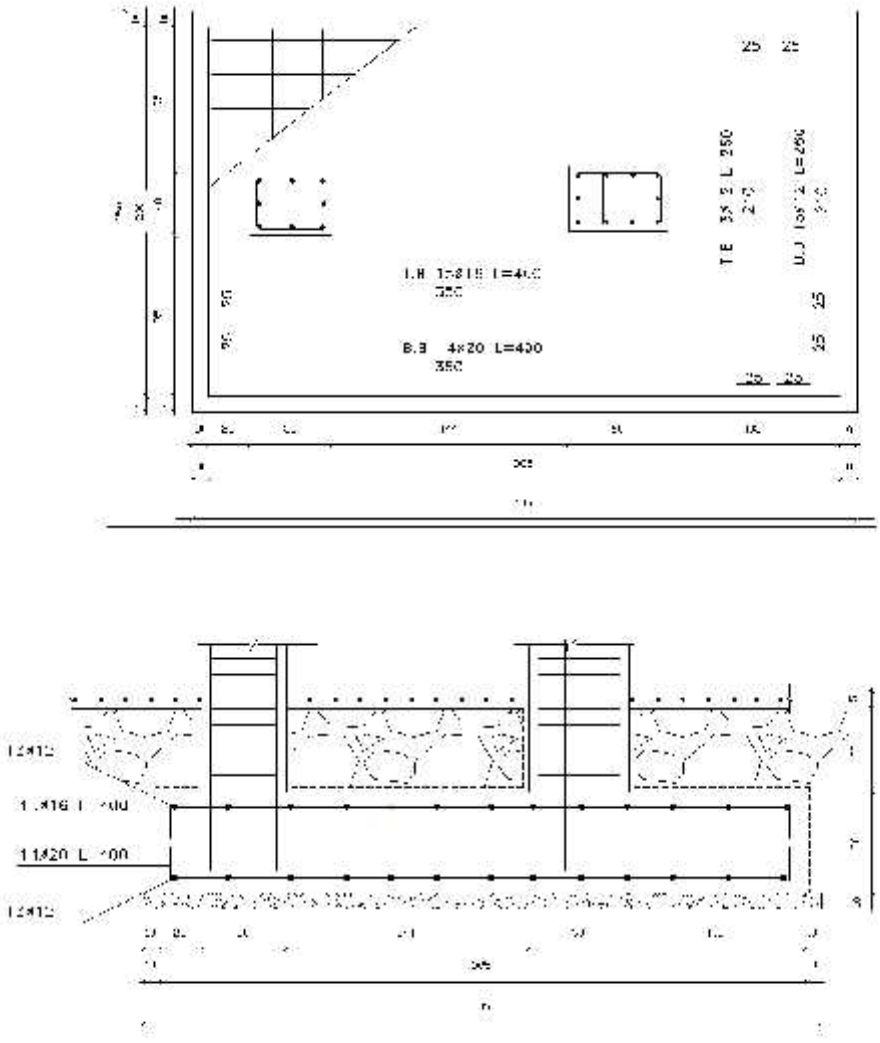


Fig. (4-22). Combined Footing Details

4.9 Design of wall Footing:

4.9.1 Load Calculation :

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

= 4*5*1 ∗ 0.20 ∗ 25 =100 KN/m

From tow way rib D = 7.667*(9.6/2)*4 = 147.2 KN/m

L = 5*(9.6/2)*4 =96 KN/m

D.L $_{total}$ = 100+147.2=247.2 KN/m

Total P= 247.2+96 = 343.2 KN/m

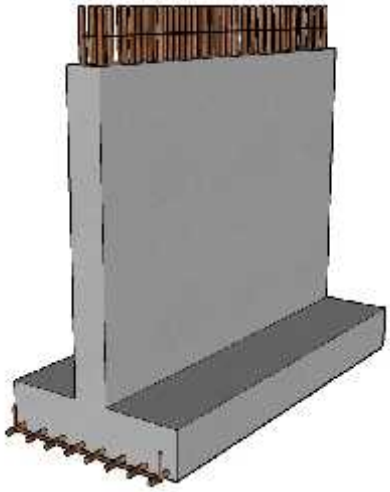


Fig.(4-23) Strip Footing Model

4.9.2 Determine the Footing Width:

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

$$\text{Footing width} = \frac{W\ total}{allowable\ \text{soil pressure}} = \frac{343.2}{400} = 0.858\ \text{cm}$$

Select 1 m

The main reinforcement needs an enough

Distance to anchorage development length due to the following Equation:

4.9.3 Determine of footing depth :

Assume h $_{footing}$ = 45 cm (NO Bunching shear)

4.9.4 Design of shear :

q_u= 1.2*Dw+1.6*L

q_u= 1.2*247.2+1.6*96= 450.24 KN

σ_{ou} = 450.24/(1*1) = 450.2 KN/m^2

$h_{footing}$ = 45 cm ➔ d = 45-7-1 = 32 cm .

Bearing pressure:

$$p\,\text{net} = \frac{pu}{Area} = \frac{450.2}{1*1} = 450.2 Kn \setminus m^2$$

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

$$\frac{450.2}{1} * (\frac{1-0.20}{2} - 0.32) = 36.016 KN$$

$$0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 320 = 196 KN$$

$$\Phi V_c > V_u$$

4.9.5 Determine Reinforcement for Moment Strength:

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

= 450.2*1* 0.4 * (0.2)

⇨ Mu = 36.016 KN.m

D=44-7-1=36cm

$$Mn = \frac{36}{0.9} = 40 KN.m$$

$$kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{40 * 10^6}{1000 \times 360^2} = 0.308 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.308}{420}}\right)= 0.00074$$

$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00074 * 100 * 36 = 2.66\ cm^2$

Check $As_{\min}$

$$As_{\min} = \frac{0.25 * \sqrt{fc'} * b * d}{Fy} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 360}{420} = 10.49 cm^2$$

Not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * b * d}{Fy} = \frac{1.4 * 1000 * 360}{420} = 12.00 cm^2$$

$As_{req} < As_{\min}$

$1.3 * As_{req} = 1.3 * 2.66 = 3.458 cm^2 < As_{\min} = 10.49 cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 44 = 7.92 cm^2$

$\therefore As = 7.92 cm^2 > 3.458 cm^2$

*Select*4¤16@20....$As_{Provided} = 7.7 cm^2 > 7.2 cm^2$.....*ok*

Select 4Φ16@ 25 cm c/c …… with A_S prov. = 8.04 cm²/m.

* Check of strain

Tension = Compression

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

$804 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 16.55 mm$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{16.553}{0.85} = 19.47 mm$$

$$£_s = \frac{320 - 19.47}{19.47} * 0.003 = 0.0524$$

$£_s = 0.0524 > 0.005$.....*OK*

4.9.6 Development length of main reinforcement:

For Φ14 bars db=1.6cm :

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}a. \quad ¥.d_b$$

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}}1*1*1*1.6$$

$$Ld = 60cm \geq 40cm$$

$$Available\ \text{Ld} = 40 - 7 = 33\text{cm} \leq 57.15\text{cm}$$

$$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$$

So a standard hook of (15 cm) must be used to provide Ld.

4.9.7 Design of Secondary Bottom Reinforcement:

As_{min} for shrinkage & temperature

As_{min} =0.0018 * b * h

As_{min}= 0.0018 * 100*40

As=7.2 cm^2

Select 5Φ14 @ 20 cm …….. with As prov. =7.7 cm^2. .

4.9.8 Design of dowels bar:

As min_{req} = 0.0012 * 100 * 21 = 2.52cm^2

Use longitudinal shear wall bars

Use ¤ 12@35 cm

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}}a. \quad ¥.d_b$$

For ¤14 *bars*

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 51.44 \geq 30cm$$

$Available$ Ld = 45 - 7 = 38cm ≤ 51.44cm

$(0.24*fy*1.4*0.7)/(fy)^{0.5}$ = 20.164 cm

So a standard hook of (25 cm) must be used to provide Ld.

4.9.9 Strip Footing Detail:

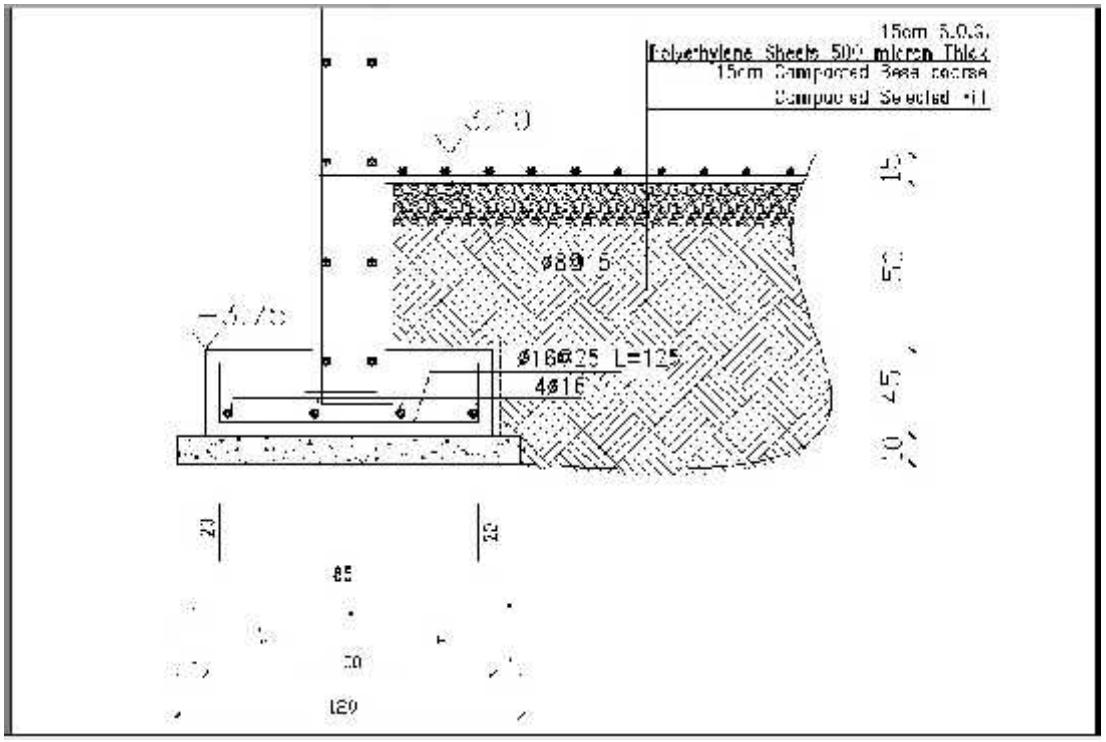


Fig.(4-24) Strip Footing Details

4.10 Design of Shear wall:

4.10.1 Calculation of loads:

W $_{Floor}$ = Total dead loads of the floor **.**

W $_{Basement\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 13159.1 KN

W $_{Ground\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 19750.19KN

W $_{First\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 20626.21 KN

W $_{Second\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns &walls + Weight of lower columns & walls) = 17465.57 KN

W $_{Third\ Floor}$ = Weight of slab + Weight of stairs + 0.5* (Weight of upper columns & walls + Weight of lower columns & walls) =8352.566 KN

W$_{Total}$ = W $_{Basement}$ + W $_{Ground}$ + W $_{First}$ + W $_{Second}$ + W $_{Third}$

W$_{Total}$ = 79353.636 KN

4.10.2 Calculation of shear force on "shear walls”:

From Uniform Building Code 1997(UBC), the total design base shear in a given direction shall be determine from the following formula :

$$V = \frac{Cv.I}{R.T} W \text{.....(Eq.30-4)}$$

The total design base shear need not exceed the following:

$$V = \frac{2.5Ca.I}{R} W \text{.....(Eq.30-5)}$$

The total design base shear shall not be less than the following:

$$V = 0.11Ca.I.W \text{.....(Eq.30-5)}$$

$\mathbf{h_n = H_{Building}}$ **= 19.32m**

Z **=** 3.0
R **=** 5.5
I **=** 1.0
Ca **=** 0.24
Ct = **0.0488**
Cv = 0.24

Where:

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

Eq…30-8 (UBC) $T = C_t (h_n)^{3/4}$

$T = 0.0488 * (19.32)^{3/4} = 0.45$

$V_1 = \frac{Cv * I}{R * T} W = \frac{0.24 * 1.0}{5.5 * 0.45} * 79353.64 = 7695 kN$

Not Exceed

$V_1 = \frac{2.5 * Ca * I}{R.} W = \frac{2.5 * 0.24 * 1}{5.5} * 79353.64 = 8656.76 kN$

And Not Less than

$V_1 = 0.11 * Ca * I * W = 0.11 * 0.24 * 1 * 79353.64 = 2095 kN$

→→ V = 7695 kN ---- Control

Ft = 0.07 x T xV = 0.07 x 0.45 x 7695 = 242.4 kN

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	Fx	FX
Floor(3)	**8352.56**	**7695**	**19.32**	**242.4**	**7452.6**	**161371.46**	**1631.05**	**1631.05**
Floor(2)	**17465.6**	**7695**	**15.41**	**242.4**	**7452.6**	**269144.9**	**2316.074**	**3974.12**
Floor(1)	**20626.2**	**7695**	**11.5**	**242.4**	**7452.6**	**237201.3**	**2041.2**	**5988.32**
Floor(0)	**19750.2**	**7695**	**7.59**	**242.4**	**7452.6**	**149904.018**	**1289.9**	**7278.3**
Floor(B)	**13159.1**	**7695**	**3.68**	**242.4**	**7452.6**	**48425.488**	**416.71**	**7695**
∑	**79353.64**					**866047.166**		

Table (4 – 3) Calculation of the total Fx.

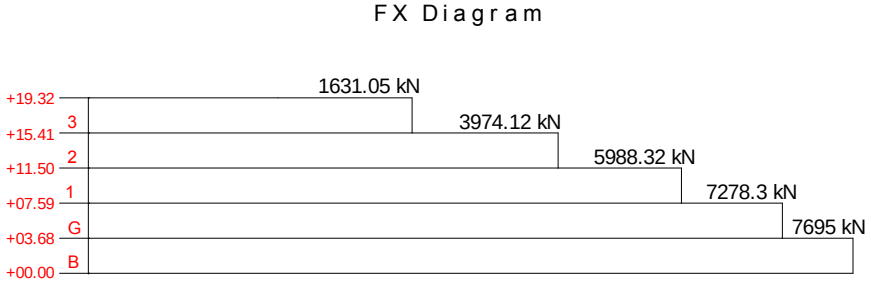


Fig. (4-35): Fx-Diagram

4.10.3 Shear Wall Design Parameters:

Fc =24 MPa

Fy =420 MPa.

h=20 cm. Shear wall thickness.

L_w= 5 m. shear wall width

Hw=19.32 m. Story height.

4.10.4 Design of the Horizontal Reinforcement:

Vu = 24.43 KN
Vn = 24.43/0.75 = 32.573KN

d= 0.8*Lw = 0.8*4 = 3.2 m.

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times h \times d$$

$$Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 200 * 3200 = 0.523kn$$

$V_s = V_n - V_{c1}$

=32.573-0.523=32.05 KN

$$\frac{A_{Vh}}{s_2} = \frac{V_S}{fy * d} = \frac{32.05 * 1000}{420 * 3200} = 0.024 \text{ mm.}$$

$$\frac{A_{Vh}}{s_2} = 0.0025*h=0.0025*200mm = 0.500mm.$$

S_2 =Lw/5=4000/5=800 mm.

S_2 =3*h=3*200=600 mm.

Use 2 Φ12mm …… …. …… with As = 2.26 cm^2 .

$\frac{A_{Vh}}{S_2}$ =0.024 mm < 0.500 mm

$\frac{226}{S_2}$ =0.500

➔ $S_2 = 452mm$

Select S_2 =35 cm < S_2 = 45.2 cm < S_2 = 60cm

Use 2Φ12 @ 25cm C/C ……. for the reinforcement in two layers.

4.10.5 Design of Vertical reinforcement:

$$A_{Vn} = [0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hw}{Lw})(\frac{A_{Vh}}{S_2 * h} - 0.0025)]S_1 * h$$

$$\frac{\text{hw}}{\text{Lw}} = \frac{19.32}{4} = 4.83 > 2.5$$

>> A_{Vn} =0.0025 S_1 h.

S_1 = Lw /3 =4000 /3=1333.3 mm.

S_1 =3 * h = 3*200 =600 mm.

Use 2 Φ12mm …….. with As = 2.26 cm^2. .

>>226 = 0.0025* S_1 * 200

S_1 = 452mm

Select S_1 =35 cm < S_{erq} =60 cm

Select S_1 =35 cm < S_1 = 60 cm < S_1 = 133.33 cm

.Use 2Φ12 @ 25cm C/C . for the reinforcement in two layers

4.10.6 Shear Wall Detail:

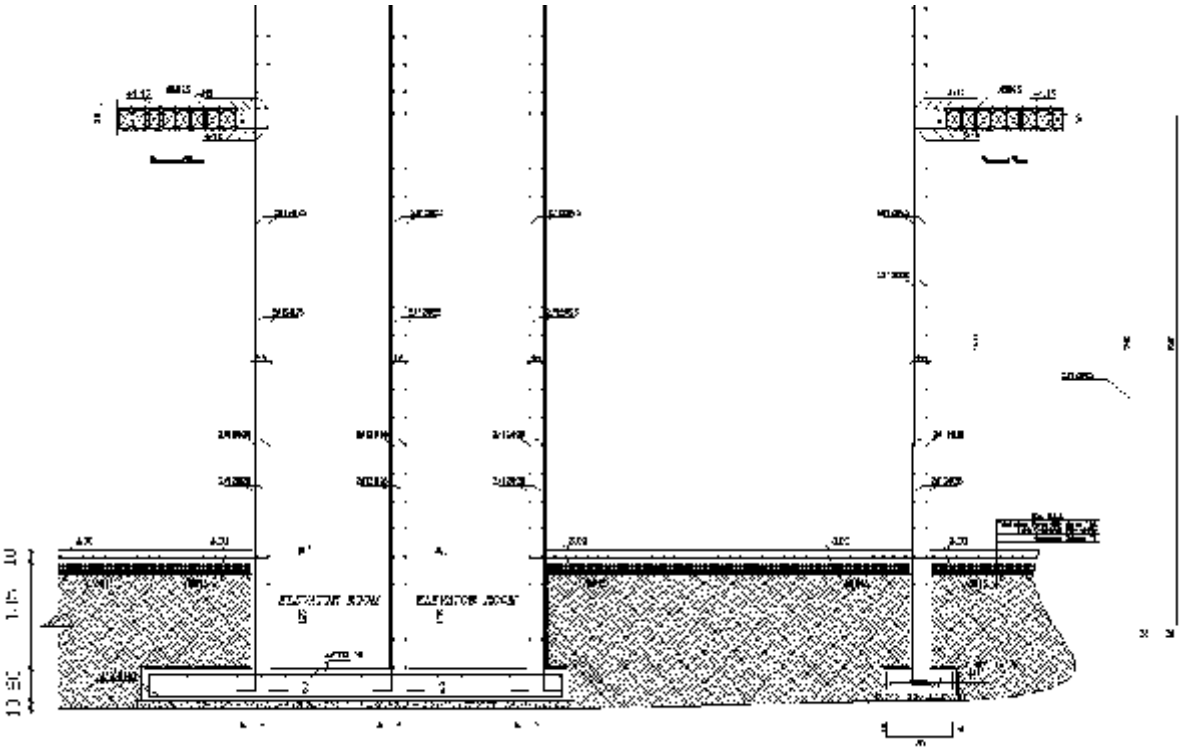


Fig. (4-37): Shear wall detail.

4.11 Design of Basement wall:

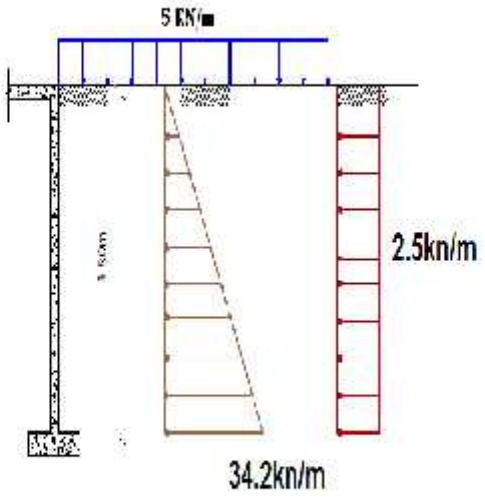


Fig. (4-34): Basement wall-Diagram

4.11.1 Load Calculation:

$\theta = 30^o$ $\gamma = 18KN/m3$

$k_o = 1\text{-}\sin 30^o = 0.5$

$Wu_{min} = 5*0.5 = 2.5\ KN/m^2$

Wu_{max} = 0.5*5+18*3.8*0.5 = 36.7 KN/m^2

Factored load:-

Wu_{min} = 1.6*2.5= 4.0 KN/m^2

Wu_{max} = 1.6*37.7 = 58.72 KN/m^2

4.11.2 Wall Design:

Assume h =25 cm

d = 250 – 20 – 7 = 233 mm
support 1 = 76.912 kn.

support 2 =42.256 kn.

Design of shear:-

q_u = 58.72-14.4*(0.16+0.223)= 53.2048 kn/m.

$$Vu=76.912-\frac{(58.72+53.2048)*(0.16+0.223)}{2}$$

Vu= 75.856kn.

$$\text{¤}*Vc=\frac{1}{6}*0.75*\sqrt{fc'}*b*d=\frac{1}{6}*0.75*\sqrt{24}*1000*0.233$$

$$\text{¤}.Vc=136.56kn>>Vu=75.856kN$$

$$\therefore No\ \ Shear\ \ \text{Re}iforcement\ \ \text{Re}quired$$

Design for bending:-

$q_{ux} = 4+14.4x$

$\sum Fy=0.0 \uparrow +$

$$42.256 - \frac{(4+(4+14.4x))*x}{2} = 0.0$$

X = 2.16 m (zero shear).

$q_{ux} = 4 + 14.4*2.16 = 35.104$ kn/m

$$Mux = 42.256*2.16 - \frac{4*(2.16)^2}{2} - (35.104-4)*\frac{2.16}{2}*\frac{2.16}{3} = 76.42 \text{ kn.m.}$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.2}*\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.2*1.71}{420}}\right) = 0.0043$$

$$As_{req} = 0.0043*1000*223 = 959 mm^2/m$$

$$As_{min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy}*b*d = \frac{0.25\sqrt{24}*1000*223}{420} = 64.3 mm^2/m$$

But not less than

$$As_{min} = \frac{1.4*bw*d^2}{fy} = \frac{1.4*1000*223}{420} = 73.98 mm^2/m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*1000*250 = 45 mm^2/m$$

As_{req} = 959 mm^2 /m> As_{min} = 73.98mm^2 /m

Select Φ14@15cm …… with As = 1026 mm2/m

$As_{min} = 0.002 * b * h$

$= 0.002 * 1000 * 250$

$= 500\ mm^2/m$

For shrinkage and temperature use Φ8@20cm .

***** Design of Secondary Reinforcement:**

As = (2/3)*As req. = (2/3)*1026 = 684 mm^2/m

Select Φ12@15cm ……. with AS = 753.33 mm^2/m

4.11.3Detail of basement wall:

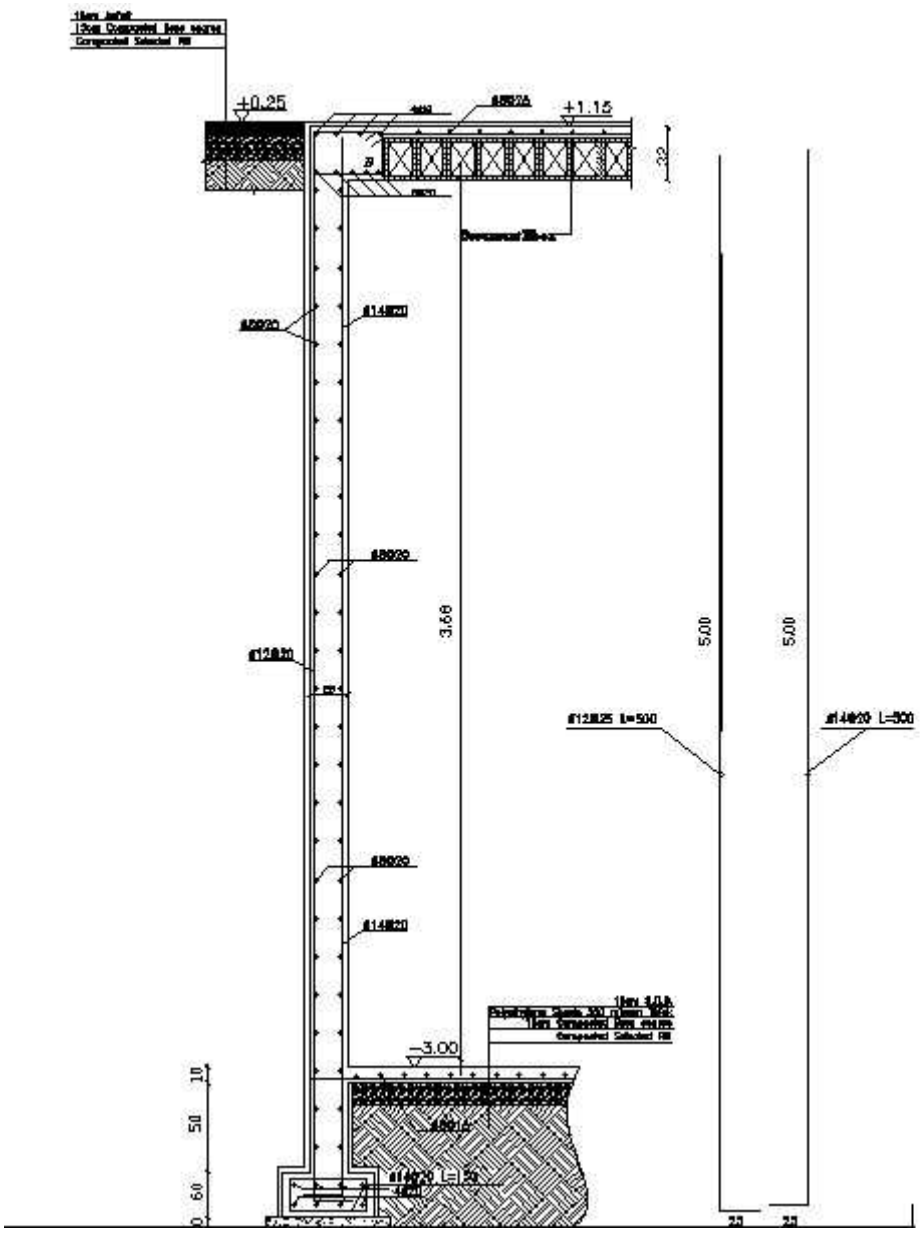


Fig. (4-34): Basement wall-Diagram

٤.١٢ Design of Stairs :

4.12.1 Determination of Slab Thickness:

- L = 3.6+0.75 = 4.35 m.

- h_{req} = L/ 20.

-h_{req} = 435 / 20 = 21.75 cm ……take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm**.

-θ = $\tan^{-1}$(191 / 330) = 30^{o}

-Cos θ = 0.866

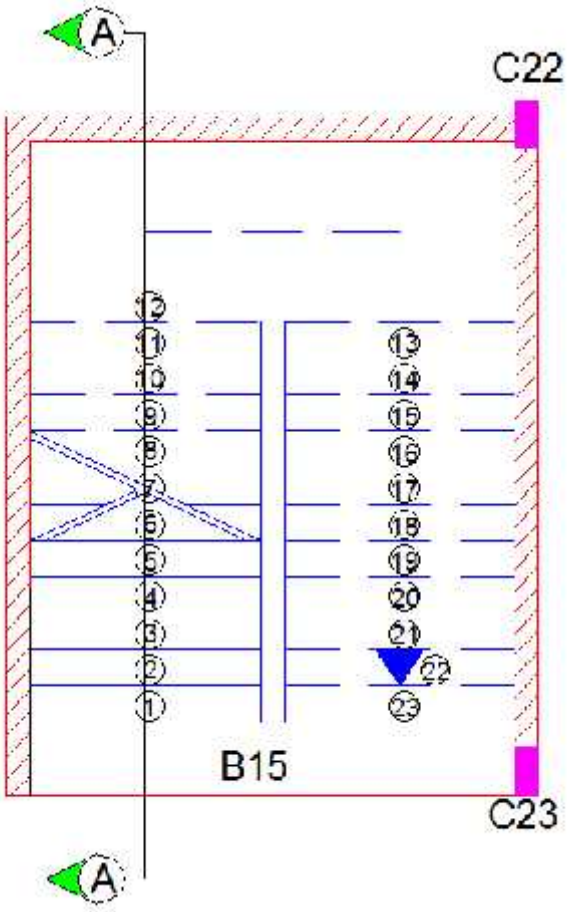


Fig.(4-28) Stairs Plan

- **The stairs at section (A-A) will be carried on the shear wall.**

4.12.2 Load Calculations at section (A-A):

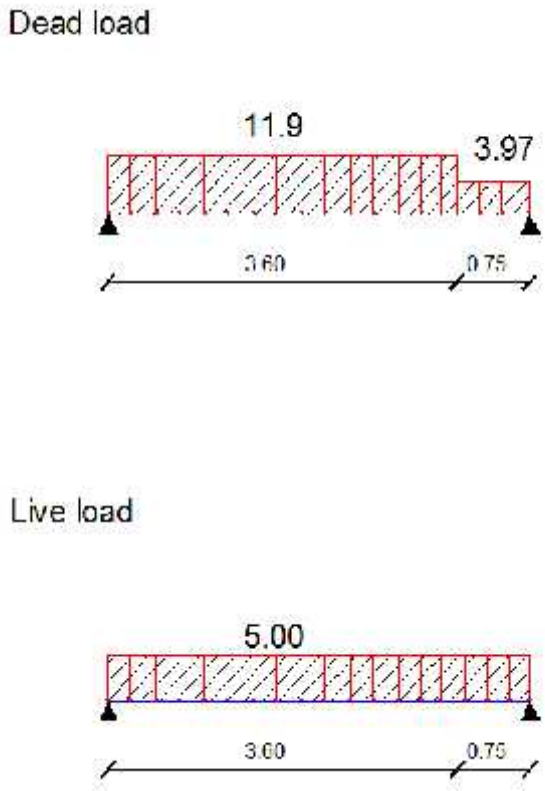


Fig.(4-29) Structural system of stairs at section (A-A)

Dead Load:

Slab = 0.25*25*1/cos30 = 7.22 KN/m^2.

Plastering = 0.02*22*1/cos30 = 0.51 KN/ m^2.

Stair = (0.17*0.3)*25*1 = 2.125 KN/ m^2.

2*0.3

Tiles = (0.33+0.17)*0.03*27/0.3 = 1.35 KN/ m^2.

Mortar = (0.17+0.3)*.02*22/0.3=0.69 KN/ m^2.

Total dead load = 7.22+0.51+2.125+1.35+0.69

= 11.9 KN/ m^2.

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*11.9+ 1.6*5 = 22.28 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 22.28 KN/ m .

Load on landing :-

Dead Load:

- **Tiles** = 0.03*27= 0.81 KN/m2
- **Slab** = 0.25*25 = 6.25 KN/m².
- **Plaster** = 0.02*22 = 0.44 KN/m².
- **Mortar** = 0.02*22=0.44 KN/m².

Total dead load = 0.81+6.25+0.44+0.44

= 7.94 KN/m².

Live load:

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

Factored load

qu =1.2*7.94+ 1.6*5 = 17.53 KN/ m^2.

For one meter Strip, qu = 17.53 KN/ m .

4.12.3 Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20-14 = 166 mm..

Take d= 166 mm

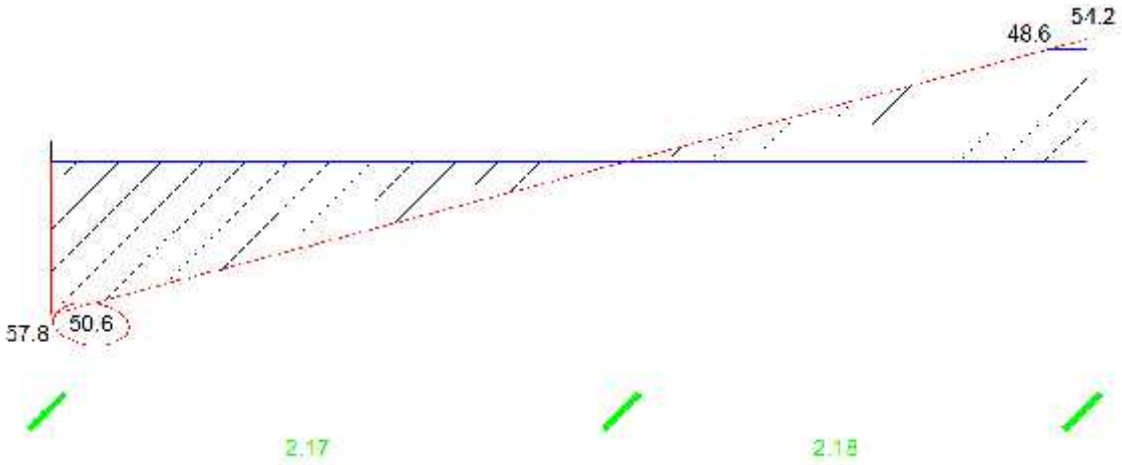


Fig.(4-30) Shear diagram of stairs at section (A-A)

- Vu = 50.6 KN .
- $\text{¤}Vc = \dfrac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 166}{6} = 101.66 KN$
- Vu = 53.6 KN < Ø.Vc = 101.66 KN .

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.12.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

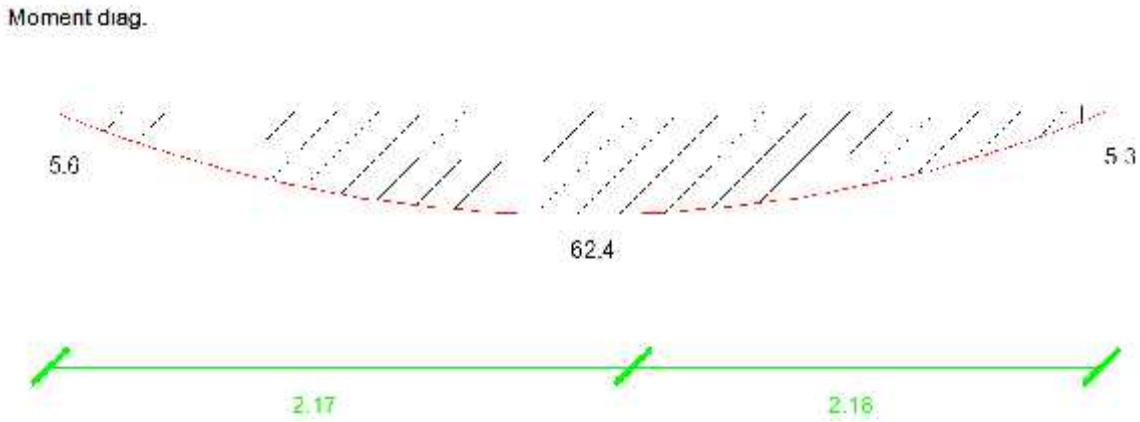


Fig.(4-31) Moment diagram of stairs at section A-A)

Mu = 62.4 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 62.4 / 0.9 = 69.33 KN.m.

d = 166 mm.

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

$$k_n = \frac{69.33 * 10^{-3}}{1 * 0.166^2} = 2.52 MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 2.52}{420}}\right) = 0.0064.$$

As req = 0.0064*1000*166 = 1066.54 $mm^{2.}$

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

$$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(166) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(166)$$

$$A\,s\ \min = 484 \quad \leq \quad 553.3$$

A *s* min ***= 553.3 mm*** ^{2} ***……***.*Control.*

Use 1Φ 14@ 15 cm. …….. with As =(100 / 15)*154 = 1078 mm².

As provided=1078 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1078 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 22.2mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{22.2}{0.85} = 26.1mm$$

$$£_s = \frac{166 - 26.1}{26.1} * 0.003$$

$$£_s = 0.016 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12.4.1 Development length of bars:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \sim \times \quad \times ¥ \times d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 14 = 600mm$$

L_d available > $L_{d\ req}$ = 60cm

4.12.4.2 Secondary reinforcement:

$$As = \frac{1}{5} \times As_{req} = \frac{1}{5} \times 1078 = 215.6 mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm^2$$

Use Φ10 @ 20 cm …….. With As = (1000 / 200)* 79 = 395 mm².

4.12.5 Stairs at section (A-A) Details:-

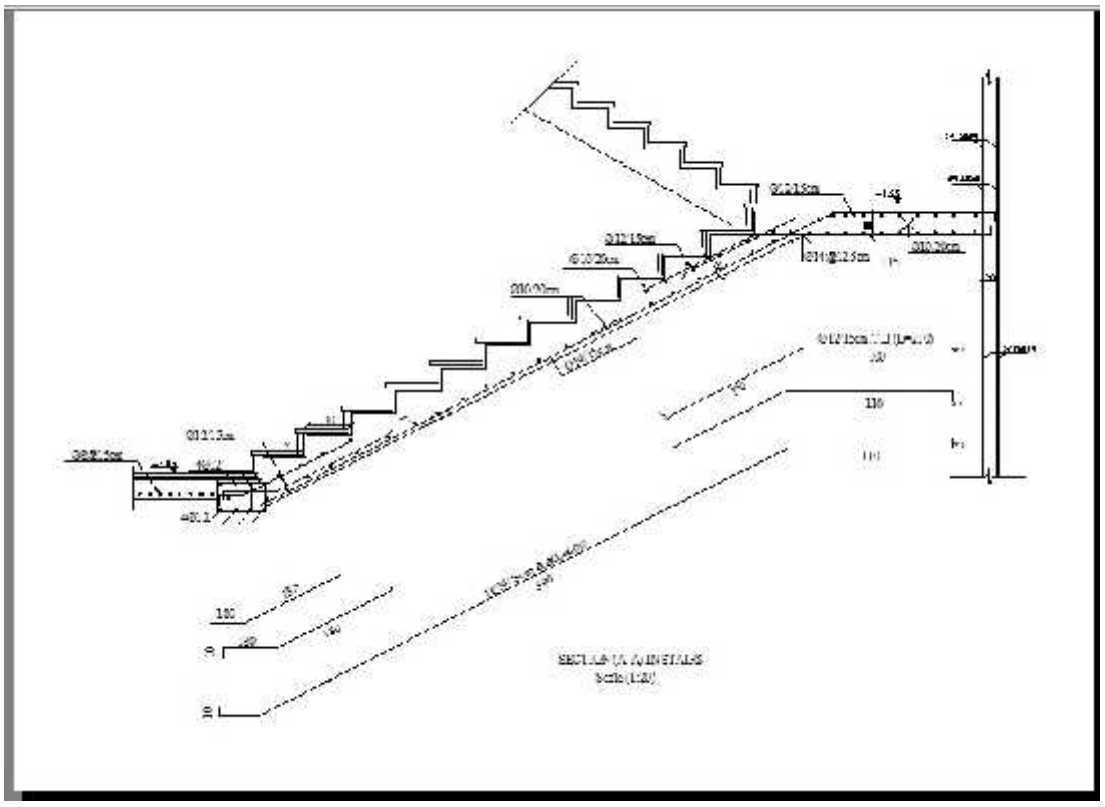


Fig.(4-32) Stairs at section (A-A) details

4.12.6 Design of landing:-

Dead load = 17.53 KN/ m .

Live load = 5.0 KN/ m .

- Vu = 78 KN .
- $¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 166}{6} = 101.66 KN$
- Vu = 78 KN < Ø.Vc = 101.66 KN .

>>>>**No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.**

Design of moment :-

Mu = 100.5 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 64.3/ 0.9 = 71.4 KN.m.

d = 166 mm.

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

$$k_n = \frac{71.4 * 10^{-3}}{1 * 0.166^2} = 2.6 MPa .$$

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

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

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 2.6}{420}}\right) = 0.0066.$$

As req = 0.0066*1000*166 = 1095 $mm^{2.}$

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

$$A\,s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(1000)(166) \geq \frac{1.4}{420}(1000)(166)$$

$$A\,s\ \min = 484 \quad \leq \quad 553.3$$

$A_S \min = 553.3\ mm^2$ …….Control.

Use 1Φ 14@ 12.5cm. …….. with As =(100 / 12.5)*154 = 1230 mm^2.

As provided=1230 > As req.……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1230 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 25.3mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{25.3}{0.85} = 29.7mm$$

$$£_s = \frac{166 - 29.7}{29.7} * 0.003$$

$$£_s = 0.014 > 0.005 \longrightarrow ok$$

For shrinkage and temperature use 1Φ 10@ 20 cm .

4.13 Design of one Way Solid Slab for stair :

4.13.1 Determination of thickness:

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

H_{min} = 4/20 = 0.2 m .

Take h=h_{min} =20 cm .

4.13.2 Determination of load:

$D.L = 0.20 * 25 = 5kN/m^2$

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

D.L = $5kN/m^2$

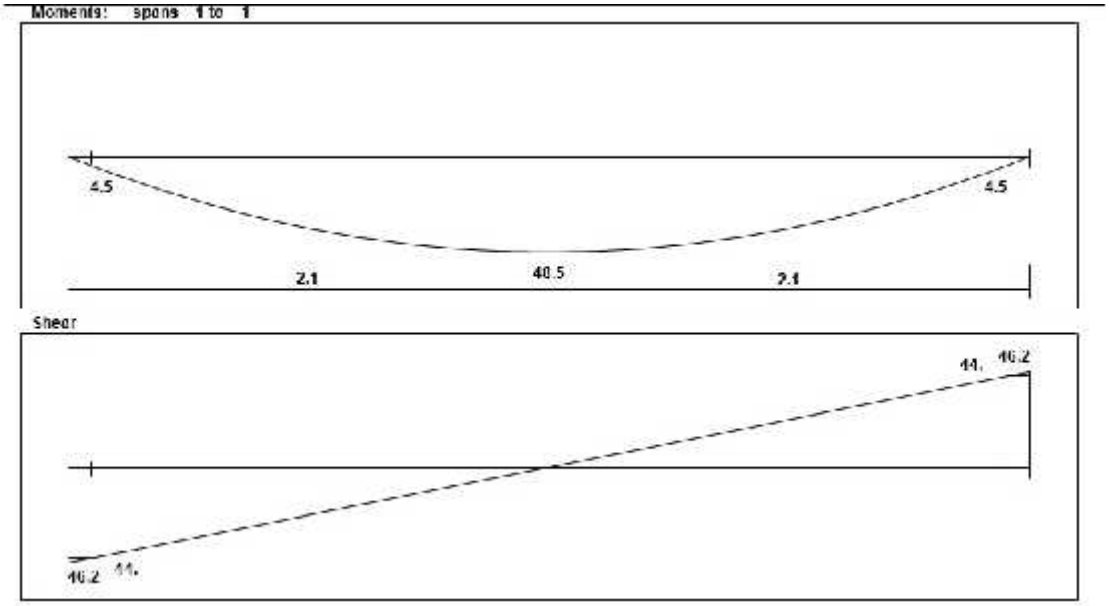
$L..L = 10KN/m^2$

$qu = 1.2*5 + 1.6*10 = 22KN/m^2$

$qu = 22KN/m^2$

For 1m Strip in X direction $qu = 22KN/m$

moment and shear diagram fro atir (BEAMD)



4.13.3 Design of Shear:

d = 20 – 2 – 0.12/2 =17.4 cm

¤ $*Vc \geq Vn$

¤ $*Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.174 * 1000 = 106.5$

¤ $.Vc = 106.55 >> Vu = 44.0KN$

$\therefore$ *No Shear* Re*iforcement* Re*quired*

4.13.4 Design of Reinforcement:

d=20-2-1.2/2=17.4cm.

Mu = 48.5 KN.m

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

$$Mnx = \frac{48.5}{0.9} = 53.89 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{53.89 * 10^6}{1000 * 174^2} = 1.78 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.78}{420}}) = 0.00424)$$

$$As_{req} = 0.00424 * 100 * 174 = 737.4 mm^2 / m$$

$$As_{min} = 0.0018 * 100 * 17.4 = 3.132 cm^2 / m$$

$As_{reg} > As_{min}$

Select Φ 12@15cm …… with AS prov. = 7.91 mm²/m > 737.4 mm²/m.

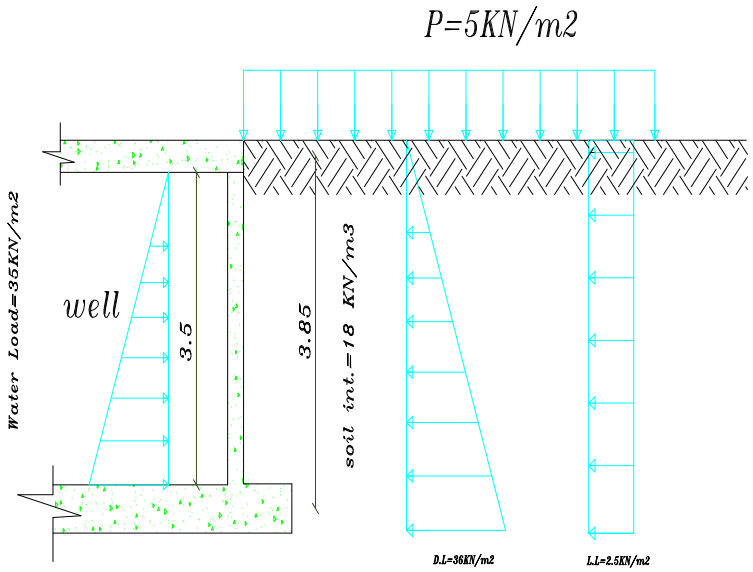
***** Design of Top Reinforcement**

Use for shrinkage and temperature Φ 8@25cm c/c .

Details for stair slab :-

Fig.(4-28) stair slab

4.14 Wall for well.



(4-2-3) Loading :

*Self weight of earth :

$q_1 = ¥ \times h \times K_0$

Assume that :

$¥_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$¯ = 30^{\circ}$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 5.0 \times 0.5 = 36.0\ \mathrm{KN/m^2}$

*Load from live load (cars , people) :

$$q_2 = P \times K_0$$

$$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

*water loud :

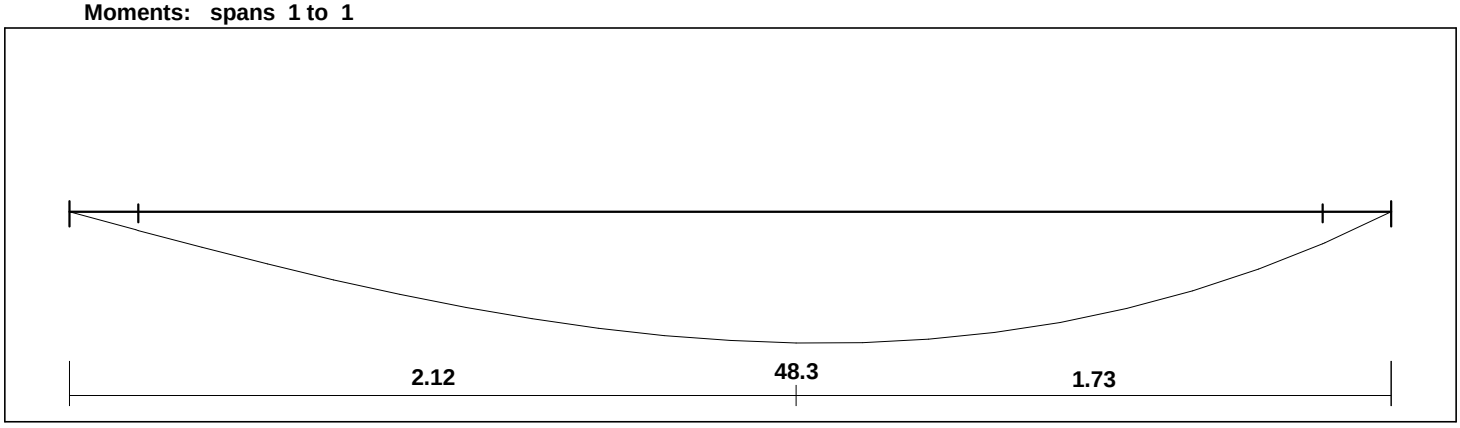
$$q_1 = ¥ \times h$$

$Assume\ \ that$:

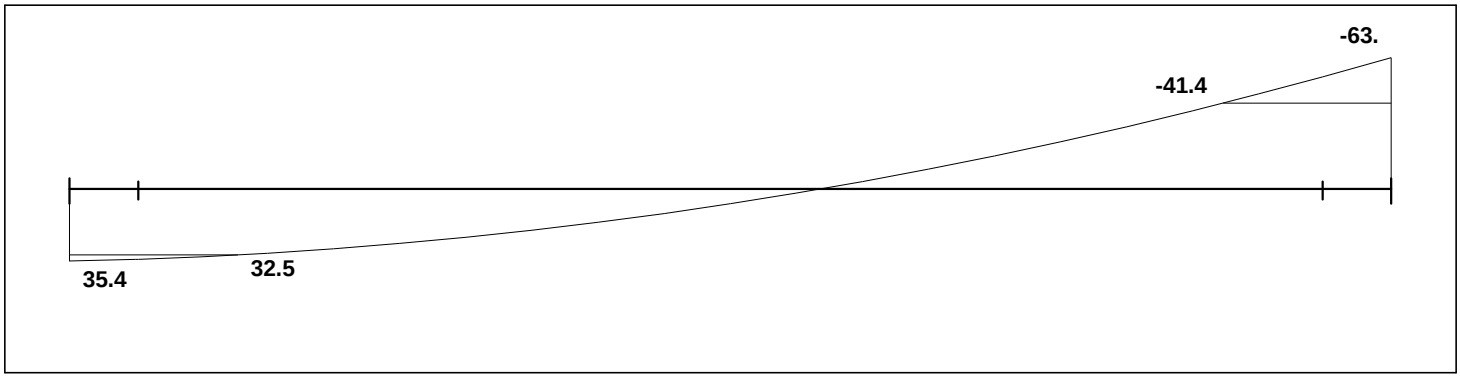
$$¥_{\text{waterl}} = 10\ Kn/m^3$$

$$qwater = 10 \times 3.5 = 35 \text{ KN/m}^2$$

Moments: spans 1 to 1



Shear



Design :

Thickness Calculation :

Assume ρ =0.01

Mu =48.3 kN.m

Mn =48.3 /0.9 =53.67kN.m

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.6$$

$$K_n = \circ \times \frac{fy}{1-0.5m\circ} = 0.01\times \frac{420}{1-0.5\times 20.6\times 0.01} = 4.7Mpa$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{53.67\times 10^6}{0.9\times 1000\times 4.7}} = 112.7\ mm$$

$$h = 112.7 + 30 + 10 = 152.7\ mm$$

$$select \quad h = 200\,mm$$

Wall Design :

$$d = 200 - 30 - 12 = 158\,mm$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b*d^2} = \frac{53.67\times 10^6}{1000\times 158^2} = 1.08Mpa$$

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.588\times 1.08}{420}}\right) = 0.0027$$

$$As_{req} = 0.0027 \times 1000 \times 158 = 427\ mm^2/m$$

$$As_{\min} = .0012*1000*200 = 240mm^2/m$$

$$As_{\min} = 360mm^2/m < As_{req} = 427mm^2/m$$

$$\#of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{427}{154} = 3$$

Select Φ14@25cm c/c …….

Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 200 = 400 mm^2 / m$$

$$\#of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{400}{113} = 3.5$$

Select Φ12@25cm c/c .

Check for Shear :

¤ $\times Vc \geq Vn$

¤ $\times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 158$

¤ $.Vc = 96.75 > Vu = 41.4 kN$

$\therefore$ *No Shear* Re*iforcement* Re*quired*

الفصل الخامس

5 النتائج والتوصيات

(٥-١) المقدمة.

(٥-٢) النتائج .

(٥-٣) التوصيات.

1.5المقدمه:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمبنىكلية العلوم التطبيقية في جامعه بوليتكنك فلسطين.

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

2.5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي ٤ كغم/سم^{٢} .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظرا لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ATIR:لتصميم وتحليل بعض العناصر الانشائية .
c) E-TABS: للتصميم والتحليل جدران القص.
d) SAFE: لتصميم وتحليل قواعد الفرشات .
e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

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

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

3.5 التوصيات:

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

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

الملاحق

المصادر والمراجع

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

2. Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI 318M-08)

3- الكود الأمريكي (Uniform Building Code 1997)،(UBC)

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (B)

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (C)

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

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

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

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

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

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

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

(MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-
المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراحيض والمركبات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والمشربات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.	
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.	