كلية الهندسة

جامعة الشيخ عبدالله البدري

تحليل وتصميم مبنى كلية الهندسة جامعة الشيخ عبد الله البدري (مقترح) باستخدام

(Etabs and Code B.S 8110-1997)

بحث تكميلي لنيل درجة البكالوريوس مرتبة الشرف في الهندسة المدنية

إعداد الطلاب:

- عبد الواحد عبد الله يحي الحاج
- محمد عبد الله علي عبد الله
- مصعب محمد علي عبد الماجد

إشراف د / سيد أحمد محمد بابكر

مارس – 2022 م

بسم الله الرحمن الرحيم

الافتتاحية

يقول تعالى:

﴿نَرْفَعُ دَرَجَاتٍ مَنْ نَشَاءُ ۗ وَفَوْقَ كُلِّ ذِي عِلْمٍ عَلِيمٌ﴾

صدق الله العظيم

سوره يوسف، الآية (76)

الاهداء

الى من سهروا من أجلنا، وبذلوا الغالي والنفيس في سبيل رفعتنا، الى من يحدوهم الشوق الى ان يروا فينا أنفسهم، وان يجدوا منا ثمرة جهدهم، الى من أهدونا البسمة والامل في هذه الحياة، فكانوا هم عنوان النجاح ونحن ثمرة الكفاح

..... اباءنا وامهاتنا .....

الى من ينيرون دروب الحياة بالعلم والمعرفة، الى من كانوا مثالا للتفاني والعطاء، الى من كانوا لنا شموعا مضيئة تضئ دروب طريقنا

.....دكاترتنا الاجلاء واساتذتنا الأعزاء.....

الى الجيل الأفضل، مهندسي المستقبل، وصناع الغد الاجمل

.....الزملاء والزميلات.....

الى من نشائنا على ترابها، الى من اكتنفتنا بحبها وحنانها، الى من احتضنتنا في فؤادها، الى من ترخص نفوسنا لفدائها، وتتطلع ارواحنا لرقيها

.....يمننا الحبيب وسوداننا الغالي.....

الشكر والعرفان

نشكر الله ونحمده أولا وأخيرا على اعانته وهدايته لنا فله كل الفضل والمنة

كما نتقدم بالشكر الجزيل الى

دكتورنا العزيز / سيد أحمد محمد بابكر

على عطائه المتميز والذي كان سندا وعونا لنا في اخراج هذا المشروع الى النور

والشكر ممتد لرئيس قسم الهندسة المدنية

الأستاذ/ الرشيد علي أحمد

الذي ما بخل علينا من عطائه فكان مثالا للتفاني والالتزام

أيضا شكرنا وتقديرنا لجميع أساتذتنا الأعزاء

فأنتم رافعين مشاعل العلم والمعرفة في جامعة الشيخ عبد الله البدري – قسم الهندسة المدنية – ولقد نهلنا من علمكم وارتوينا من عطائكم المتميز فشكرا جزيلا لكم

.... دمتم عزا لأمتكم وأوطانكم ....

فهرس الموضوعات

الموضوع	رقم الصفحة
الافتتاحية .	i
الإهداء	ii
الشكر والعرفان	iii
فهرس الموضوعات	iv
فهرس الجداول	vii
فهرس الاشكال	viii
الرموز والمصطلحات	Xi
المستخلص	Xiii
Abstract	xiv
الفصل الأول :المقدمة	
1-1 مقدمة عامة	1
1-2 اهداف البحث	1

3-1 منهجية البحث	2
4-1 محتويات البحث	3
5-1 وصف المشروع	3
الفصل الثاني : الإطار النظري	
1-2 الخرسانة المسلحة	4
1-1-2 الخرسانة الاعتيادية	6
2-1-2 الخرسانة خفيفة الوزن	6
3-1-2 الخرسانة ثقيلة الوزن	6
2-2 اختبارات الخرسانة الطازجة	6
1-2-2 الخرسانة الطازجة	7
2-2-2 الخرسانة الخضراء	7
3-2-2 الخرسانة المتصلدة	7
3-2 طرق تعين القوام	8
1-3-2 اختبار الهبوط	8
2-3-2 اختبار الانسياب	11

2-3-3 اختبار كرة الاختراق	14
2-4-1 اختبار مقاومة الضغط	15
2-4-2 اختبار مقاومة الشد للخرسانة	19
2- 5 مبادئ وفرضيات طرق الحساب المختلفة	22
2-5-1طريقة الإجهادات المقبولة "طريقة المرونة	22
2-5-2الحساب بالطريقة الحدية	24
الفصل الثالث : التحليل والتصميم اليدوي	
3 التصميم الانشائي اليدوي للعناصر الانشائية المكونة للمشروع	30
3-1 حساب الأحمال الحية وتحديد الاحمال الميتة (تصميم فلات سلاب)	30
3-2 تصميم العارضات الطرفية في المبنى	38
3-3 تصميم الاعمدة الداخلية	45
3-4 تصميم الاساسات	47
3-5 تصميم السلم	52
الفصل الرابع التحليل والتصميم باستخدام برنامج الايتابس	
4-1 مقدمة	55

(4-2) خطوات إدخال المبنى إلى البرنامج:	56
(4-2-1) الواجهة البيانية لبرنامج Etabs:	56
(4-2-2) نتائج التحليل من البرنامج للشكل أعلاه:	64
(4-2-3) نتائج التصميم للشكل أعلاه:	68
الفصل الخامس : الخلاصة والتوصيات والمراجع	
(5-1) الخلاصة	75
(5-2) التوصيات	77
المراجع	78
الملحقات	

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1.2) يوضح مقارنة بين خصائص الخرسانة وحديد التسليح	5
جدول رقم (2-2) يوضح قيم الهبوط المناظرة لدرجات قوام الخرسانة المختلفة.	10
الجدول رقم (2-3) يوضح العلاقة بين قوام الخلطة والانسياب	13
جدول رقم (2-4) يوضح نتائج حساب مقاومة الضغط للخرسانة	18
جدول رقم (2-5) توضح: قيم استرشاديه لنسبة مقاومة الشد في أعمار مختلفة	21
الجدول (4-1) يوضح قيم القوى المحورية على أعمدة الطابق الأرضي	64
جدول(4-2) يوضح قيم قوى القص في الأعمدة للطابق الأرضي	67
الجدول (4-3) يوضح العزوم وقوى القص في بلاطة الدور الأرضي	67
الجدول (4-4) يوضح تصميم أعمدة الطابق الأرضي	74

فهرس الاشكال

الشكل	رقم الصفحة
شكل رقم (2–1) أشكال الهبوط المختلفة.	10
شكل رقم (2–2) جهاز الانسياب لتحديد القوام.	13
شكل رقم (2–3) جهاز كرة كيلي لقياس القوام.	14
شكل رقم (2–4) ماكينة الضغط للعينات المكعبة والاسطوانية.	19
شكل 2–5 إجهادات منطقة الضغط في مقطع مستطيل يتعرض لعزم انحناء	23
شكل (2–6) مخطط الإجهادات والتشوهات وفق طريقة حالة الحدود القصوى	29
شكل (2–7) العلاقة بين الإجهادات التشوهات لفولاذ التسليح	29
شكل رقم (3–1) يوضح الاحمال الميتة الواقعة على العمود C1	46
شكل (4–1) يوضح واجهة البرنامج	56
الشكل (4–2) يوضح طريقة استيراد الرسم من برنامج الاوتوكاد DXF	57
الشكل (4–3) يوضح طريقة تعريف عدد الطوابق وتعريف الخطوط	57
الشكل (4–4) يوضح طريقة إدخال نظام الوحدات وكذلك اختيار الكود	58

الشكل (4–5) يوضح تعريف المواد خصائص المواد	58
الشكل (4–6) يوضح كيفية تعريف المقاطع الخرسانية وتعريف البلاطة	59
الشكل (4–7) يوضح تعريف الاحمال	59
الشكل (4–8) يوضح تعريف حالات التحميل المختلفة.	60
لشكل (4–9) يوضح شكل المبنى بعد الاستيراد من الاوتوكاد.	60
الشكل (4–10) يوضح كيفية عمل الركائز المثبتة	61
الشكل (4–11) يوضح طريقة توقيع الاحمال الحية والميتة والتشطيبات.	61
الشكل (4–12) يوضح طريقة عمل تكرار للطابق الأول لثلاثة طوابق	62
الشكل (4–13) يوضح طريقة فحص للشكل والتأكد من عدم وجود أخطاء	62
الشكل (4–14) يوضح كيفية عمل التحليل	63
الشكل (4–15) يوضح قيم الانحراف للبلاطات	63
الشكل (4–16) يوضح مخطط القوى المحورية للأعمدة.	67
الشكل (4–17) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الأول.	68
الشكل (4–18) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الأول.	68
الشكل (4–19) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الأول.	69

الشكل (4-20) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الأول.	69
الشكل (4-21) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الثاني.	70
الشكل (4-22) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الثاني.	70
الشكل (4-23) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الثاني.	71
الشكل (4-24) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الثاني.	71
الشكل (4-25) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق المتكرر	72
الشكل (4-26)يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق المتكرر	72
الشكل (4-27) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق المتكرر	73
الشكل (4-28)يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق المتكرر	73

الرموز والمصطلحات:

الرمز	أسم الرمز
f_{cu}	المقاومة المميزة للخرسانة
d	العمق الفعال
$\mathrm{A_S}$	مساحة حديد التسليح
γ	كثافة الخرسانة
$\mathrm{A_S min}$	مساحة حديد التسليح الدنيا
v	إجهاد القص
v_c	مقاومة الخرسانة للقص
V_t	إجهاد القص المطبق
h	عمق المقطع
Lx	الطول في اتجاه x
+M	العزم الموجب
Z	ذراع العزم

$No\ of\ Bars$	عدد السيخ
−M	العزم السالب
V_S	قوة القص
Ac	مساحة الخرسانة
Fy	المقاومة المميزة لحديد التسليح المقاوم للثني
q_a	ضغط التربة المسموح به في الموقع
$q_{a\ max}$	الضغط الفعلي للتربة
s.w	الوزن الذاتي

المستخلص

يهدف هذا المشروع الى تحليل وتصميم مبنى كلية الهندسة بالمدينة الجامعية لجامعة الشيخ عبدالله البدري – بربر القدواب المقترح أنشائه في اطار المدينة الجامعية لجامعة الشيخ عبدالله البدري وصولاً الى رسم المخططات الانشائية التفصيلية والتنفيذية للمبنى .

وقد تمت عملية التصميم وفقاً لاشتراطات المدونة البريطانية (B.S 8110-1997) بالاستعانة بالبرامج الهندسية (EXCEL , AOUTOCAD , ETABS) في تحليل وتصميم الأعضاء الإنشائية المختلفة والمقارنة بين نتائجها ونتائج التصميم اليدوي سعياً للوصول الى التصميم الأمثل والملائم للمبنى بما يحقق متطلبات المتانة والديمومة والاقتصادية والأمان.

Abstract:

This project aims to analyze and design the building of the Faculty of Engineering in the University City of Sheikh Abdullah Al-Badri University - Berber Al-Qadwab, which is proposed to be established within the framework of the University City of Sheikh Abdullah Al-Badri University, in order to draw up the detailed and executive construction plans for the building.

The design process was carried out in accordance with the requirements of the British Code (BS 8110-1997) with the help of engineering programs (ETABS, AOUTOCAD, EXCEL) in the analysis and design of the various structural members and comparison between its results and the results of manual design in order to reach the optimal and appropriate design for the building in order to achieve the requirements of durability, sustainability, economics and safety.

الفصل الأول

1. مقدمة عامة

1-1 مقدمة عامة:

إن تصميم العناصر الإنشائية يعني إيجاد أبعاد المقطع الملائمة وكمية حديد التسليح المطلوبة وتفاصيلها، لكي يتمكن العضو الإنشائي من تحمل الاحمال القصوى المسلطة عليه.

1-2 أهداف البحث *Aims of Research*:

1. التعرف على متطلبات وطرق الكود البريطاني (BS 8110-1997) في الخرسانة المسلحة وتصميم اعضائها الإنشائية المختلفة.
2. تنمية مهارات استخدام برنامج الإيتابس في التحليل والتصميم الانشائي والمقارنة بين نتائج البرنامج مع نتائج التحليل والتصميم اليدوي.
3. التصميم الإنشائي لمجمع كلية الهندسة جامعة الشيخ عبد الله البدري.
4. وضع المخططات الإنشائية لمبنى كلية الهندسة المقترح بما يحقق متطلبات المتانة والديمومة والاقتصادية والأمان.

3-1 منهجية البحث Research Methodology :

لتحقيق الهدف الأول لهذا البحث فقد تم دراسة المخططات المعمارية المقترحة ورسمها بالأوتوكاد ومن ثم نمذجتها في البرامج الهندسية ومن ثم تحليلها وتصميمها ثم تحليل النتائج ووضع المخططات الإنشائية والتنفيذية للمشروع اعتماداً على نتائج التصميم النهائية.

ولتحقيق ذلك فقد تم العمل من خلال مرحلتين:

- **المرحلة الأولى:** الدراسة النظرية للمشروع وتشمل ما يلي:

- التعرف على المشروع.
- التعرف على الخرسانة ومكوناتها وطبيعتها ومتطلبات الكود البريطاني BS 8110 – 1997.
- التعرف على طرق التحليل والتصميم الإنشائي.
- التعرف على متطلبات التصميم الهندسي الإنشائي وفقاً للمدونة البريطانية BS 8110 – 1997
- الإلمام ببرنامج الايتابس الهندسي المستخدم في التحليل والتصميم.

- **المرحلة الثانية:** مرحلة التحليل والتصميم الإنشائي وتشمل ما يلي:

- دراسة المخططات المقترحة ورسمها بالأوتوكاد.
- نمذجه المنشئ في برنامج الإيتابس .
- تحليل وتصميم المنشأ بواسطة برنامج الإيتابس.
- تحليل ومقارنة النتائج ووضع التصميم النهائي للأعضاء الإنشائية.
- إعداد الرسومات التفصيلية اعتماداً على نتائج التصميمات النهائية.

4-1 محتويات البحث:

تم في هذا المشروع تدرج الأفكار وترتيبها لتساعدنا على فهم المشروع بشكل صحيح ومنطقي ولذلك تم ترتيب فصولة على النحو التالي:

- الفصل الأول: يتناول اسم المشروع وأهداف البحث ومنهجية البحث وكذلك وصف البحث.
- الفصل الثاني: يتناول الخلفية العلمية عن الخرسانة ومتطلبات الكود البريطاني في مكوناتها كما يتضمن طرق تحليل وتصميم الأعضاء الخرسانية المختلفة وفقاً لمواصفات وكذلك اختبارات الخرسانة المسلحة.
- الفصل الثالث: يتناول عملية التصميم للمشروع يدويا.
- الفصل الرابع: يتناول عملية تصميم المشروع باستخدام برنامج الايتابس وبرنامج الاكسل.
- الفصل الخامس: يتناول الخلاصة والتوصيات والملاحق والرسومات والتفصيلات الانشائية.

5-1 وصف المشروع:

هذا المشروع المقترح يتكون من 4 طوابق، الدور الأرضي، والدور الأول، والدور الثاني وهو المتكرر.

الفصل الثاني

2. الإطار النظري

2-1 الخرسانة المسلحة *Reinforced Concrete:*

الخرسانة هي عبارة عن خليط غير متجانس تصنع من خلط الإسمنت مع الماء والركام ويعمل الإسمنت كمادة فعالة في الخلط إذا يتفاعل فيزيائيا وكيميائيا مع المواد المخلوطة معاً مكوناً كتلة صلبة لتبدو الخرسانة في حالتها المتصلدة مادة صخرية ذات مقاومة عالية للضغط أما في حالتها الطازجة فلها خاصية اللدونة التي تسمح بتشكلها في أي قالب معماري مطلوب حيث تتصلب معطية بنياناً كثيفا له قابلية مقيدة لنقل الاجهادات المختلفة مثل الضغط والشد والقص ، وقد وجد أن مقاومتها للضغط كبيرة جداً مقارنة بمقاومتها لكل من القص والشد حيث تبلغ مقاومتها للقص في حدود (80 – 35) % من مقاومتها للضغط بينما مقاومتها للشد في حدود (15– 10) % من مقاومتها للضغط .

وتعتبر الخرسانة مع الصلب أكثر المواد الإنشائية شيوعاً و استعمالا في عصرنا الحديث وذلك لتوفر المواد المكونة لها ورخصها , و سهولة تشكيلها ورخص تصنيعها , و مقاومتها العالية للحريق والتغيرات الجوية بعد تصلبها , ويمكن استعمال الخرسانة بالاشتراك مع مواد أخرى لتكوين قطاعات مركبة *Composite Sections* كما في حالة استخدام قطاعات الصلب مع الخرسانة أو لتكوين مواد مركبة *Composite Materials* كما في حالة إضافة أنواع معينة من الألياف إلى الخرسانة أثناء خلطها لتحسين بعض الخصائص المرغوبة , وتعتبر الخرسانة مع حديد التسليح مادتين متكاملتين من حيث الخواص ويتضح ذلك في الجدول التالي :

جدول (1.2) يوضح مقارنة بين خصائص الخرسانة وحديد التسليح

الخاصية	الخرسانة	حديد التسليح
مقاومة الشد	ضعيفة جدا	جيد جيدا
مقاومة الضغط	جيده جدا	جيد ولكن يحدث انبعاج للقطاعات النحيفة
المعمرية	جيده جدا	ضعيف ويتأكل اذا كان غير محمي
مقاومة القص	متوسطة	جيد
مقاومة الحريق	جيده	ضعيف ويفقد مقاومته إذا كان غير محمي

ويفضل عنصر الحديد لاستخدامه ضمن مكونات الخرسانة للأسباب التالية:

1. الارتباط *Bond* أو الترابط الجيد بين قضبان التسليح والخرسانة الصلبة المحيطة بالقضبان حيث يمنع ذلك من حدوث انزلاق بين المادتين .
2. الخلطة الخرسانية بعد تصلبها تكون ذات نفاذية قليلة وهي بذلك تمنع تآكل حديد التسليح.
3. تقارب معاملات التمدد الحراري لكل من الخرسانة والحديد اذ تتراوح في الخرسانة (0.000013 - 0.00001) وفي الحديد (0.000012) لكل درجة مئوية واحده وذلك يجعل الاجهادات الناتجة للتغير في درجات الحرارة قليلة جدا بحيث يمكن إهمالها.

وتصنف الخرسانة اعتماداً على وحدة الوزن (الكثافة) إلى ثلاث فئات:

2-1-1 الخرسانة العادية *plain concrete*:

وهي خرسانة تحتوي على ركام طبيعي، كثافة هذا النوع من الخرسانة تكون حوالي (2400 Kg/m3)، وهذا النوع من الخرسانة هو الأكثر استعمالا.

2-1-2 الخرسانة خفيفة الوزن *light weight concrete*:

يستخدم هذا النوع في مجالات معينة، وتصنع باستعمال أنواع معينة من الركام الطبيعي أو المصنع، ويقل وزن الخرسانة في هذه الحالة ليصل الى (1800Kg/m3).

2-1-3 الخرسانة ثقيلة الوزن *heavy weight concrete*:

يستعمل هذا النوع من الخرسانة كواق ضد الإشعاعات في المفاعلات النووية والمنشآت الأخرى حيث تسحق بعض الخامات الحديدية الطبيعية إلى حجوم مناسبة لاستعمالها كركام وتتراوح كثافة هذا النوع من الخرسانة بين (3200 - 4000Kg/m3) .

كما أن هناك أنواع كثيرة ومتعددة من الخرسانة تختلف باختلاف معيار التصنيف يمكن مراجعتها في كتب الخرسانة.

2-2 اختبارات الخرسانة الطازجة Properties and Testing of Fresh Concrete :

تمر الخرسانة من لحظة إضافة الماء لها وحتى انتهاء عمرها الافتراضي بالمراحل الثلاثة الآتية:

2-2-1 الخرسانة الطازجةFresh Concrete:

وهي الخرسانة التي تبدأ من لحظة إضافة الماء إلى مكونات الخرسانة الجافة وحتى لحظة حدوث زمن الشك الابتدائي وتمتاز هذه المرحلة بالقدرة على الخلط والنقل والصب.

2-2-2 الخرسانة الخضراء Green Concrete:

وهي الخرسانة المتكونة في الفترة من بداية شك الاسمنت وحتى بداية تصلد الخرسانة أي في حدود24ساعة، وفي هذه المرحلة لا يسمح للخرسانة بالخلط والنقل والصب لأنها تكون قد شكت كما أنها لا تقوي على تحميل أي نوع من الاجهادات.

2-2-3 الخرسانة المتصلدة Hardened Concrete:

وهي تبدأ بتصلد الخرسانة (أي عند عمر 24 ساعة) وحتى نهاية عمرها الافتراضي وتمتاز هذه المرحلة بأنها زيادة المقاومة الرئيسية للخرسانة (مقاومة الضغط) وقدرتها على مقاومة الأحمال بمرور الزمن.

- **الخواص الرئيسية للخرسانة الطازجة:**

1. قوام الخلطة الخراسانية Consistency.
2. قابلية التشغيل Workability.
3. الانفصال الحبيبي Segregation.
4. النزيف (النضح) Bleeding.

2-3 طرق تعيين القوام:

يوجد ثلاثة طرق رئيسية لتعيين قوام لخرسانة هي:

1. هبوط الخرسانة بعد إزالة قالب التشغيل. Slump Test
2. انسياب الخرسانة الطازجة بعد تعرضها لاهتزازات ترددية. Flow Test
3. اختراق جسم معدني للخرسانة تحت تأثير وزنة. Ball Penetration Test

2-3-1 التجربة (1):

اختبار الهبوط. Slump Test

- **الغرض من التجربة:**

تحديد قوام الخلطة الخراسانية بتعيين مدى هبوطها بعد تشكيلها على هيئة مخروط ناقص وذلك إما في المعمل أو في موقع التنفيذ .وذلك للتأكد من نسب مكونات الخلطة الخراسانية حيث أن أي تغيير في نسبة الأسمنت أو كمية الماء والركام يؤثر على قيمة الهبوط .ويعتبر هذا الاختبار من أبسط وأفضل الوسائل لضبط الجودة في محطات الخلط وفى مواقع التنفيذ.

- **الأجهزة المستخدمة:**

1. قالب الاختبار :عبارة عن مخروط ناقص ومصنوع من معدن متين بسمك 1.5 مم على الأقل مفتوح من أعلى ومن أسفل، قطر فتحته العليا 10 سم والسفلى 20 سم وارتفاعه 30 سم.
2. قضيب الدمك :وهو سيخ من الصلب بقطر 15 مم وطول 60 سم.
3. أدوات خلط (جاروف وعاء خلط).
4. مسطرة قياس.

- **خطوات الاختبار:**

1. ينظف السطح الداخلي للقالب بحيث لا توجد به أي مياه عالقة أو آثار خراسانية.
2. يوضع القالب على سطح أفقي أملس غير مُنفذ للماء على أن يثبت جيداً.
3. يملأ القالب على ثلاث طبقات ارتفاع كل منها يساوى ثلث ارتفاع القالب تقريباً على أن تدمك كل طبقة بواسطة قضيب الدمك 25 مرة موزعه تقريباً على السطح وبشرط أن ينفذ القضيب إلى الطبقة التي تحتها.
4. بعد الانتهاء من دمك الطبقة العليا للقالب يسوى سطحها مع حافة القالب.
5. يرفع القالب بعد ملئه مباشرة في اتجاه رأسي وببطء وعناية.
6. يقاس مقدار الهبوط Slump بعد رفع القالب مباشرة وهو الفرق بين ارتفاع القالب وارتفاع مركز عينة الخرسانة الطازجة. يتم توصيف القوام إما جاف أو صلب أو لدن أو مبتل أو رخو وذلك طبقاً لقيمة الهبوط كما هو موضح بالجدول رقم (2-2).

- **ملاحظات:**

- يجب ألا يزيد المقاس الاعتباري الأكبر للركام المستخدم عن 40 مم.
- يجب ألا تزيد الفترة بين انتهاء الخلط وبداية إجراء الاختبار عن دقيقتين.
- تحدث ثلاثة أشكال مختلفة لحالة الهبوط فقد يكون هبوطاً حقيقياً True Slump أو هبوط قص Shear Slump أو انهيار Collapse كما بالأشكال رقم (2-1).
- يراعى إعادة الاختبار على عينة أخرى في حالة حدوث انزلاق جانب Slipping في العينة أو انهيار Collapse. إذا تكرر ذلك في حالة إعادة الاختبار فيقاس الهبوط مع تسجيل ذلك مع النتيجة.

جدول رقم (2–2) يوضح قيم الهبوط المناظرة لدرجات قوام الخرسانة المختلفة.

الهبوط (مم)	20 – 0	40 – 10	120 –30	200 –100	220– 180
قوام الخلطة الخراسانية Consistency	جاف Dry	صلب Stiff	لدن Plastic	مبتل Wet	رخو Sloppy

هبوط حقيقي True Slump هبوط قص Shear Slump هبوط انسياب Flow Slump

شكل رقم (2–1) أشكال الهبوط المختلفة.

2-3-2 التجربة 2:

- اختبار الانسياب Flow Test

- **الغرض من الاختبار:**

يختص هذا الاختبار بتعيين النسبة المئوية لانسياب الخرسانة والتي تُعبر عن حالة القوام وذلك بإجراء اهتزاز ترددي لمخروط ناقص من الخرسانة موضوع على لوح معدني وتسجيل مدى انتشار أو انسياب الخرسانة كنسبة مئوية من القطر الأصلي لقاعدة المخروط.

- **الأجهزة المستخدمة:**

1. قالب الاختبار :وهو عبارة عن قالب معدني على شكل مخروط ناقص ويكون هذا القالب مفتوحاً من أعلى ومن أسفل بمستويين عموديين على محور المخروط.
2. قرص الانسياب (Flow Table) ويثبت القرص على قاعدة جاسئة بارتفاع من 40 – 50 سم بوزن 15 كجم على الأقل.
3. قضيب الدمك القياسي.
4. مسطرة قياس.

- **طريقة إجراء الاختبار:**

1. ينظف القرص جيداً بالماء ثم يجفف بعناية حيث لا يبقى به أثر لماء التنظيف.
2. يوضع القالب مثبتاً في وسط القرص وذلك بالضغط على مقبضيه باليد.
3. يُملأ القالب على طبقتين ارتفاع كل منهما يساوي نصف الارتفاع تقريباً على أن تدمك كل طبقة بواسطة قضيب الدمك القياسي 25 مرة موزعة تقريباً بالتساوي على سطح المقطع المستعرض للقالب

بشرط أن يَنفُذ القضيب إلى الطبقة التي تليها (يراعى أن يكون نصف عدد ضربات الدمك في اتجاه مائل إلى الخارج والنصف الثاني في اتجاه رأسي).

4. بعد الانتهاء من دمك الخرسانة للطبقة العليا للقالب يسوى سطحها مع حافة القالب بالمسطرين مع مراعاة ملء القالب تماما.
5. تُزال الخرسانة الزائدة التي سقطت على قرص الاختبار عند تسوية السطح ثم ينظف جيداً حول قالب الاختبار.
6. يُرفع القالب المعدني بعد ملئه مباشرة من الخرسانة بانتظام في اتجاه رأسي.
7. يُرفع القرص ويخفض بمعدل منتظم لمسافة 12.5 مم (2/1بوصة) وذلك 15 مرة في مدى حوالي 15ثانية.
8. تقاس قاعدة الخرسانة المنسابة نتيجة الرفع والخفض المذكورة ويكون القياس لقطر القاعدة في ٦ اتجاهات مختلفة ثم يؤخذ متوسط هذه القراءات ليمثل قطر الانسياب لقاعدة المخروط الخرساني بعد انسياب الخرسانة.
9. تحسب النسبة المئوية لانسياب الخرسانة (لأقرب 5 مم) باعتبارها النسبة المئوية لزيادة قطر الانسياب عن قطر القاعدة الأصلي.

- **النتائج:**

النسبة المئوية للانسياب $\frac{\text{قطرالانسياب(سم)}-25}{25} * 100$

(حيث أن قطر القاعدة الأصلي للمخروط الخرساني يساوى ٢٥ سم)

- **ملحوظة:**

ويعتبر اختيار الانسياب اختباراً معملياً في معظم الحالات نظراً لعدم سهولة تواجد الجهاز في موقع العمل .

ويمثل الجدول الآتي النسب المئوية للانسياب عند درجات القوام المختلفة.

الجدول رقم (2-3) يوضح العلاقة بين قوام الخلطة والانسياب

النسبة المئوية للانسياب	0 -20%	15-60%	50 -100 %	90 – 120 %	110 – 150 %
قوام الخلطة الخراسانية	جاف Dry	صلب Stiff	لدن Plastic	مبتل Wet	رخو Sloppy

شكل رقم (2-2) جهاز الانسياب لتحديد القوام.

2-3-3 التجربة 3:

اختبار كرة الاختراق (كيلي) Ball Penetration Test

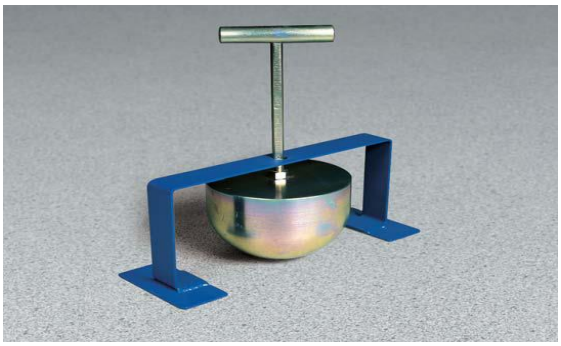
- **الهدف من الاختبار:**

وهذه الطريقة يحدد بها قوام الخرسانة بيسر ودقة كافيين وهو اختبار مشابه للهابط إلا أنه أسهل منه وأسرع منه .

ويتكون الجهاز أساساً من ثقل على شكل نصف كرة نصف قطرها 15 سم ووزنها 13.6 كج يتصل بها يد عليها مقياس مدرج والكل ينزلق من فتحة داخل إطار كما في شكل رقم (2-3) ويمكن وضع هذا الإطار على سطح الخرسانة المراد قياس قوامها كما أن هذا الإطار يصلح في نفس الوقت لاستخدامه كمستوى ثابت للمقارنة وقت الاختبار ويلاحظ أن جميع أجزاء الجهاز تصنع من الصلب أو أي معدن مشابه.

- **الأدوات المستخدمة:**

1. جهاز كرة كيلي لقياس القوام.
2. وعاء أو قالب الاختبار.



شكل رقم (2-3) جهاز كرة كيلي لقياس القوام.

- **طريقة إجراء الاختبار:**

1. يمكن وضع الخرسانة في وعاء أو يمكن إجراء الاختبار والخرسانة في مكانها داخل الفرم بعد صبها مباشرة، وفى الحالتين يجب ألا يقل سمك الخرسانة عن 15 سم وأن يكون لها سطحاً مستوياً بأقل بعد يساوى 30 سم .ويجب جعل سطح الخرسانة مستوياً وناعماً.
2. يوضع الجهاز بعناية فوق سطح الخرسانة مع رفع اليد إلى أعلى وجعل الإطار يرتكز برفق فوق السطح ثم تترك اليد لتنزلق داخل الإطار .تُقرأ مسافة اختراق الثقل داخل الخرسانة مباشرة على اليد المدرجة لأقرب 5 مم.
3. يؤخذ متوسط عدة قراءات في أماكن متفرقة.

(2-4) اختبارات الخرسانة المتصلدة: Properties and Testing of Hardened Concrete

(2-4-1) التجربة 1:

اختبار مقاومة الضغط Compressive Strength Test

- **الهدف من الاختبار:**

يجرى اختبار تحديد مقاومة الضغط للخرسانة المتصلدة عادة بعد مرور 28 يوماً على صب العينات وفى بعض الأحيان بعد 7 أيام أو بعد فترة أخرى حسب الحاجة.

- **عينات الاختبار:**

تكون عينة الاختبار بشكل مكعب طول ضلعه 15.8 سم أي مساحة الوجه 250 = سم ^{٢} أو مكعب طول ضلعه 15 سم أو اسطوانة قطرها 15 سم وارتفاعها 30سم.

- **الأدوات المستخدمة:**

1. آلة اختبار الضغط.
2. ميزان حساس دقته ±5 جرام.
3. قوالب من الحديد المقاومة للصدأ وهي نوعين:
   a. قوالب مكعبة (10*10سم – 15*15سم – 20*20سم).
   b. قوالب اسطوانية (10*20سم – 15*30سم).
4. أدوات خلط 5. جهاز دمك (هزاز). 6. دفتر الحقل.

- **طريقة إجراء الاختبار:**

1. توزن الكميات اللازمة من الأسمنت والركام الصغير والركام الكبير (أو المقاسات المحجوزة على المناخل منفصلة) والماء ويراعى عند حساب الوزن أن تزيد كمية الخرسانة المخلوطة عن الخرسانة اللازمة لملء القوالب بحوالي 15 % وذلك لتعويض أي فقد أو هالك قد يحدث أثناء الاختبار.
2. يُعد قالب الاختبار وتُغطى أوجه القالب الداخلية بطبقة رقيقة من الزيت الخفيف.
3. تخلط مكونات الخرسانة إما ميكانيكياً أو يدوياً خلطاً جيداً حتى يصبح لونها متجانس.
4. بمجرد الانتهاء من الخلط تُجرى اختبارات القوام (الهبوط مثلاً) وأي اختبارات أخرى تكون مطلوبة مثل اختبارات القابلية للتشغيل (عامل الدمك أو فى بى) أو اختبار تحديد نسبة الهواء في الخلطة.
5. بعد اختبارات الخرسانة الطازجة يُملأ القالب مباشرة بالخرسانة على 3 طبقات وتدك كل طبقة إما بمكنة الاهتزاز أو يدويا حتى تدمك الخرسانة دمكاً تاماً دون حدوث انفصال حبيبي.
6. تغطى القوالب بعد صبها مباشرة وتوضع في مكان درجة حرارته 15 إلى 20 درجة مئوية لفترة 24 ساعة ويلاحظ أن لا تتعرض لأي اهتزازات.

2. تُعلم العينات الخراسانية بعد ذلك ثم تفك من القوالب وتُغمر في الحال في ماء نقى درجة حرارته حوالي 15– 20 درجة مئوية وتُترك حتى وقت الاختبار ويُفضل ترك مسافات بين المكعبات وبعضها في أحواض المعالجة آما يُنصح بعدم وضع المكعبات فوق بعضها.
3. تختبر العينة بوضعها بماكينة الاختبار حيث يكون محورها منطبقاً مع محور رأس الماكينة وفى حالة العينة المكعبة يلزم أن يكون وجهي العينة الملامسين لسطحي رأس الماكينة هما الوجهين المقابلين للسطح الداخلي للقالب المعدني لضمان استوائهما وتوازيهما .أما في حالة العينة الاسطوانية فيلزم عمل مخدة Capping لسطح كل من نهايتي الأسطوانة بطريقة تجعل سطح النهايتين مستويين ومتوازيين. ولكل اختبار تختبر ثلاث عينات وتؤخذ القيمة المتوسطة للنتائج.
4. تعرض العينة لحمل ضغط محوري بمعدل حوالي 140 كج/سم^2/دقيقة حتى الكسر.

- **الحسابات:**

تحسب مقاومة الضغط من المعادلة:

$$F_{\mathrm{e}} = \frac{\mathrm{P_e}}{\mathrm{A}} = {}^{N}/_{mm}$$

حيث: F_{e}= مقاومة الضغط. P_{e}= الحمل المؤثر. A= مساحة المقطع.

➢ **النتائج:**

جدول رقم (2-4) يوضح نتائج حساب مقاومة الضغط للخرسانة

رقم العينة	التاريخ	عمر الخرسانة	وزن العينة	أبعاد العينة	مساحة الوجه	حمل الكسر	مقاومة الضغط كج/٢سم
1 2 3	 تاريخ الصب تاريخ الكسر	 7 أيام					
1 2 3	 تاريخ الصب تاريخ الكسر	 28يوم					

شكل رقم (2-4) ماكينة الضغط للعينات المكعبة والاسطوانية.

2-4-2 التجربة 2:

اختبار مقاومة الشد للخرسانة Tensile Strength Test

يمكن تعيين مقاومة الشد في الخرسانة بعد 7 أيام أو 28 يوم أو أي مدة أخرى بطرق مباشرة وغير مباشرة.

- **الأدوات المستخدمة:**

1. ماكينة الشد.
2. ميزان حساس دقة ±5 جرام.
3. أدوات خلط مساعدة.

4. أحواض معالجة المكعبات بالماء.

5. جهاز دمك (هزاز).

6. دفتر الحقل.

- **أولاً: اختبار الشد المباشرDirect Tensile Strength :**

➢ **طريقة إجراء الاختبار:**

تحضر العينات للاختبار بإجراء عمليات الخلط والصب والدمك والمعالجة بنفس الطريقة السابق ذكرها في اختبار الضغط.

يجرى الاختبار بمسك العينة عند نهايتيها بماكينة الاختبار والتأثير بحمل الشد تدريجيا وببطء ويعين الحمل المسبب لكسر العينة حيث تنكسر معظمها في المنتصف.

➢ **الحسابات:**

تحسب مقاومة الشد في هذه الحالة بقسمة الحمل الأقصى على مساحة مقطع العينة.

$$\text{مقاومة الشد المباشر} = \frac{\text{الحمل الاقصي}}{\text{مساحة المقطع}} = \frac{P_{max}}{A} \text{ كج/٢سم}$$

ونظراً لصعوبة إجراء اختبار الشد المباشر نتيجة الصعوبة النسبية في صب وفك عينة الاختبار ونظراً لوجود إجهاد ضغط مركزة بين كلابات التثبيت وعينة الاختبار وكذلك احتمال عدم مركزية حمل الشد فإنه يتم اللجوء إلى طرق غير مباشرة لقياس مقاومة الشد .

- **ثانياً: اختبار الشد غير المباشر (الطريقة البرازيلية)Indirect Tensile Strength**

عينة الاختبار القياسية عبارة عن اسطوانة خراسانية قطرها 15 سم وطولها 30 سم حيث توضع هذه الأسطوانة بين رأسي ماكينة الاختبار في وضع أفقي وعلى جانبيها بين شريحتين من الخشب الأبلكاج أو المطاط بعرض 2 سم ويعين حمل الضغط المسبب لكسر العينة وعند انهيارها يسجل الحمل الأقصى.

- **الحسابات:**

مقاومة الشد غير المباشر (البرازيلي) = $\frac{\text{٢× الحمل الاقصي}}{\text{ط× الطول× القطر}}$ × كج/٢سم.

مقاومة الشد البرازيلي = $\frac{2P}{\pi DL}$ = كج/٢سم.

حيث: P= الحمل الأقصى..... كج/سم2. D= قطر الاسطوانة..... سم.

L= طول الاسطوانة..... سم.

- **قيم استرشاديه:**

جدول رقم (2-5) توضح: قيم استرشاديه لنسبة مقاومة الشد في أعمار مختلفة

عمر الخرسانة	3	7	28	90	365
أسمنت بورتلاندي عادي	0,5	1,71	1	1,05	1,05
اسمنت بورتلاندي سريع التصلد	3/2	6/5	1	1,05	1,05

2- 5 مبادئ وفرضيات طرق الحساب المختلفة وهي:

1. طريقة الإجهادات المقبولة "طريقة المرونة ".
2. طريقة حالات الحدود (طريقة الحالة الحدية القصوى).

2-5-1 طريقة الإجهادات المقبولة" طريقة المرونة":

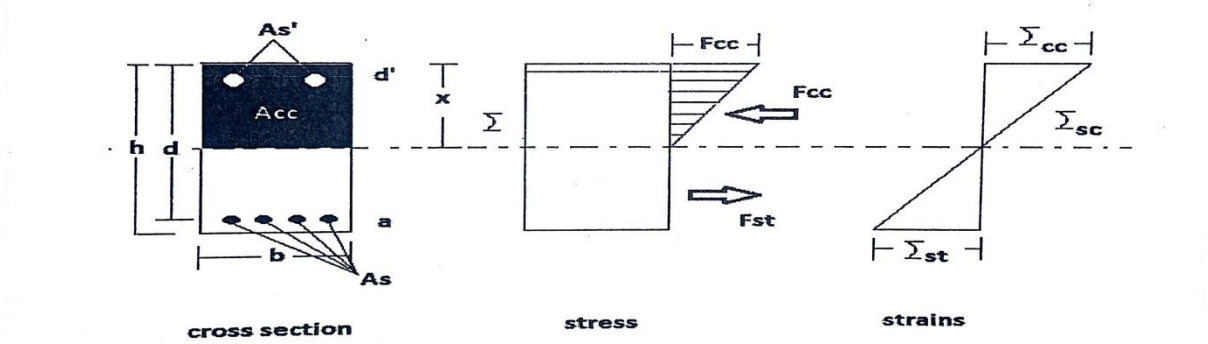
بقيت طريقة الإجهادات المقبولة حتى عام1931 م الوحيدة في حساب إنشاءات الخرسانة المسلحة واعتمدت بصورة أساسية على قوانين مقاومة المواد مع اعتبار الخواص الأساسية للخرسانة والفولاذ كما اعتمدت فرضيات مبسطة من أجل تسهيل الحسابات وبسبب عدم المعرفة الحقيقية لطبيعة عمل المقاطع.

- **فرضيات طريقة الإجهادات المقبولة:**

1. **أبقاء المقاطع مستوية" فرضية برنولي – نافية":**

عند خضوع العارضات أو البلاطات الخرسانية المسلحة إلي تحميل فإن مقاطعها العرضية تنحني قليلا بتأثير عدة عوامل منها إجهادات القص وتقلص الخرسانة وعدم تجانس الخرسانة ووجود مادتين "الخرسانة والفولاذ" تعملان معا ولكل منهما عامل مرونة مختلف جدا عن الآخر وظهور تشققات صغيرة غير مرئية في منطقة الشد. وبالرغم من ذلك فقد افترض عند الحساب بطريقة الإجهادات المقبولة أن المقطع العرضي يبقي مستويا حتي بعد التشوه ,هذه الفرضية تقود إلى اعتبار تشوهات ألياف الخرسانة متناسبة مع بعدها عن المحور المحايد . باعتبار العلاقة بين الإجهادات والتشوهات خطية أي خاضعة لقانون هوك .Hooke's law

التشوهات اللدنة في المرحلة المعتبرة قليلة لذلك اعتبر أن الإجهادات متناسبة خطيا مع التشوهات أي أن مخطط الإجهادات للخرسانة في منطقة الضغط يكون شكله مثلثيا .



شكل 2-5 إجهادات منطقة الضغط في مقطع مستطيل يتعرض لعزم انحناء "طريقة المرونة .

2. اعتبار قيمة ثابتة للنسبة بين عامل مرونة الفولاذ Eوعامل مرونة الخرسانة E في اي قانون تعتبر طريقة الحساب بالمرونة قيمة ثابتة للعامل x لكل من ماركات الخرسانة , رغم أن التجارب دلت على أن عامل مرونة الخرسانة يتغير وفقا لقيمة الإجهادات المطبقة ولتركيب خلطة الخرسانة ولمادة التحميل ولعوامل أخري .
3. **إهمال خرسانة منطقة الشد:**

بالرغم من أن خرسانة منطقة الشد تساهم إلى حد ما في تحمل قوة الشد فإن الطريقة المرنة تهمله وتعتبر فولاذ التصليح في منطقة الشد هو الذي يتحمل وحده قوة الشد.

4. **المقطع المكافئ: .**

يحول مقطع فولاذ التمليح إلى مقطع من الخرسانة مكافئ له وذلك لحساب عزوم المساحة الأول "العزم الإستاتيكي " وعزم المساحة الثاني "عزوم القصور الذاتي " للمقطع الخرساني المسلح.

2-5-2 الحساب بالطريقة الحديةLimit state design

- مبدأ الحساب بطريقة الحد الأقصى:

اسس العالم الروسى كفوزدوف عام 1949م طريقة جديدة تعتمد على نظرية التوازن الحدي وتدعي طريقة الحساب بالحالة الحدية، والحالة الحدية لمنشأ ما هي تلك المرحلة من العمل التي يؤدي تجاوزها إلي خروج هذا المنشأ عن العمل يتوفق المنشأ عن العمل في حالة الحساب بالحالة الحدية في الحالات الثلاث الآتية:

a) إزدياد الحمولات الخارجية ازديادا يؤدي إلى الانكسار.

b) إزدياد التشوهات اللدنة ازديادا غير مقبول علميا مع إمكان زيادة الحمولات الخارجية دون حدوث الانكسار.

c) ظهور تشققات مع إمكانية زيادة الحمولات الخارجية وزيادة التشوهات اللدنة

- واستنادا لذلك يمكن تحديد الحالات الحدية بالحالات الثلاث التالية:

  - الحالة الحدية لقدرة التحمل "حساب عزوم الانكسار ".
  - الحالة الحدية للتشوهات "حساب الانحراف وزوايا الدوران ".
  - الحالة الحدية للتشققات "عزم ظهور التشققات والمسافة بين الشقوق وعرض الشقوق " .

يعتبر الحساب بالحالة الحدية الأولي هو الحساب الأساسي لكل المنشآت أما الحساب بالحالة الحدية الثانية فيكون عند إحتمال ظهور إنحرافات أو اهتزازات كبيرة والحساب بالحالة الحدية الثالثة "التشققات " المسموح بها.

تميزت طريقة الحساب بالحالة الحدية عن طريقة الحساب بمرحلة الانكسار بأنها اعتمدت ثلاثة عوامل لتحديد الأمان، ويمكن تحديد تلك العوامل بثلاثة مؤثرات هي:

1. الحمولات.
2. الخواص الميكانيكية والفيزيائية لمواد البناء.
3. ظروف عمل المنشأ وظروف تنفيذه.

لذلك كان لابد من إعتبار عامل الأمان لكل مؤثر من المؤثرات الثلاث المذكورة. فيمكننا تلافي الخطر الناتج من تغير القيم الحسابية للحمولات الخارجية بأخذ اول عامل أمان هو عامل زيادة الحمولة "N" وهو دوما أكبر من الواحد وهذا العامل متغير فمن أجل الوزن الذاتي والحمولات الدائمة يمكن إعتبار عامل الأمان أكبر من الواحد بقليل ذلك لأن تقدير الوزن الذاتي والحمولات الدائمة يكون بخطأ صغير

نسبيا , وإن ضرب الحمولة القياسية بعامل زيادة الحمولة يعطي الحمولة الحسابية التي تدخل في علاقات الحساب .

والقيم الأخرى التي يمكن أن تتغير هي مقاومة الخرسانة ومقاومة الفولاذ فيمكن تلافي خطر تغير قيمة المقاومة النظامية بأخذ عامل أمان ثابت هو عامل تجانس المادة (K) وهو دوما أقل من الواحد ونحصل على القيم الحسابية لمقاومة الخرسانة والفولاذ، التي تدخل في دساتير الحساب، بضرب القيم النظامية لتلك المقاومات بعامل الأمان

إن عدم الدقة في تحديد الحمولات والأوساط الضارة والتحضير الجيد للمنشأت سابقة الصنع والعوامل الأخري التي تؤثر على قدرة تحمل المنشا , وذلك سلبا أو إيجابيا لا تظهر آثارها بصورة واضحة في علاقات الحساب وبسبب إختلاف ظروف العمل (m) وقد يكون هذا العامل اكبر او اقل من الواحد إلا أن تحديد قيم عامل ظروف العمل في الحالات المختلفة يتطلب دراسة نظرية وخبرة علمية واسعة.

- **العلاقة العامة لحساب قدرة التحمل بالحالة الحدية الأولى:**

يعتبر المنشأ قابلا للاستثمار عندما لا تتعدي الإجهادات الناتجة من تأثير القوي الخارجية مع إدخال عامل زيادة الحمولة (N) الإجهادات التي يستطيع المنشأ تحملها مع اعتبار نقصان المقاومة النظامية للمواد أي إدخال عامل التجانس (k) وأيضا مع اعتبار عامل ظروف العمل (m) .

إن الإجهادات الناتجة عن القوي الخارجية عبارة عن تابع يتعلق بالحمولات النظامية وبعامل زيادة الحمولة (N)وبالمخطط الحسابي التمثيلي للمنشأ وبعوامل أخرى أما الإجهادات التي يمكن للمنشأ تحملها فهي عبارة عن تابع متعلق بشكل وأبعاد المقطع (s) و بمقاومة الخرسانة (fcu) وبعامل تجانس الخرسانة(kc)

ويقاومه فولاذ التسليح (f) وبعامل تجانس الفولاذ (KS) وبعامل ظروف العمل للخرسانة (mc) وبعامل ظروف العمل للفولاذ (ms) وهكذا تكون العلاقة العامة لقدرة التحمل أو الحالة الحدية الأولي كما يلي :

$$f1\ (\ gn,n,L) \leq f\ 2(\ s,fcu,fy,kc,ks,mc,\ ms)$$

وهذا يعني ان القوي العظمي التي تطبق على المنشأ او العنصر الإنشائي في حالة زيادة الحمولة يجب أن تكون أصغر أو مساوية الحد الأدنى لقدرة تحمل ذلك العنصر في حالة اقل مقاومة للمواد

- **الحساب بالحالة الحدية الثانية (التشوهات):**

إن قيم التشوهات الحاصلة في المنشأ بتأثير الحمولات النظامية يجب ألا تتعدي قيم التشوهات المحددة بالأنظمة تبعا لنوع المنشأ,وهكذا فإن الحساب بالحالة الحدية الثانية(التشوهات) يتم باعتبار الحمولات النظامية أي بدون إدخال عامل زيادة الحمولة ذلك لأن تجاوز هذه الحالة أقل خطرا علي المنشأ من تجاوز الحالة الحدية الأولي.

- **الحساب بالحالة الحدية الثالثة (التشقق وعرض الشق):**

يحصل منع حدوث التشققات عندما تكون الإجهادات الناتجة عن الحمولات النظامية الخارجية أقل من الإجهادات الداخلية التي يمكن للمنشأ تحملها قبيل حدوث التشقق . أما عرض الشق الناتج بتأثير الحمولات النظامية فيجب ألا تتجاوز القيم المحددة في الأنظمة وتبعا لنوع المنشأ فأن الحدود المسموحة لعرض الشق تؤخذ:

$$WI = 0.1;\ 0.2;\ 0.3\ mm.$$

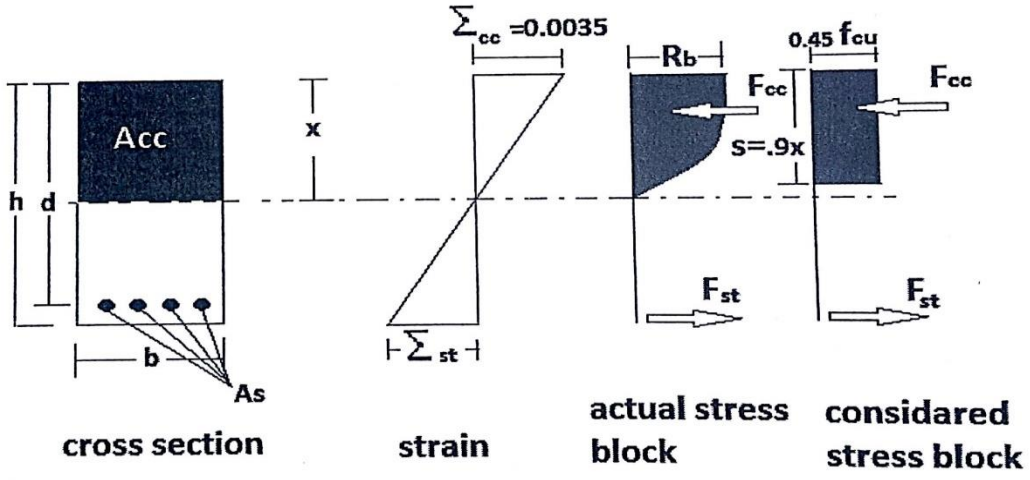
ونلاحظ أيضا أن الحساب بالحالة الحدية الثالثة مثل الثانية يتم اعتبار الحمولات النظامية أي بدون إدخال عامل زيادة الحمولة ذلك لأن تجاوز هذه الحالة أقل خطرا من الحالة الحدية الأولي.

- **أسس طريقة حالة الحدود القصوى في الكود البريطاني المنشآت الخرسانة المسلحة:**

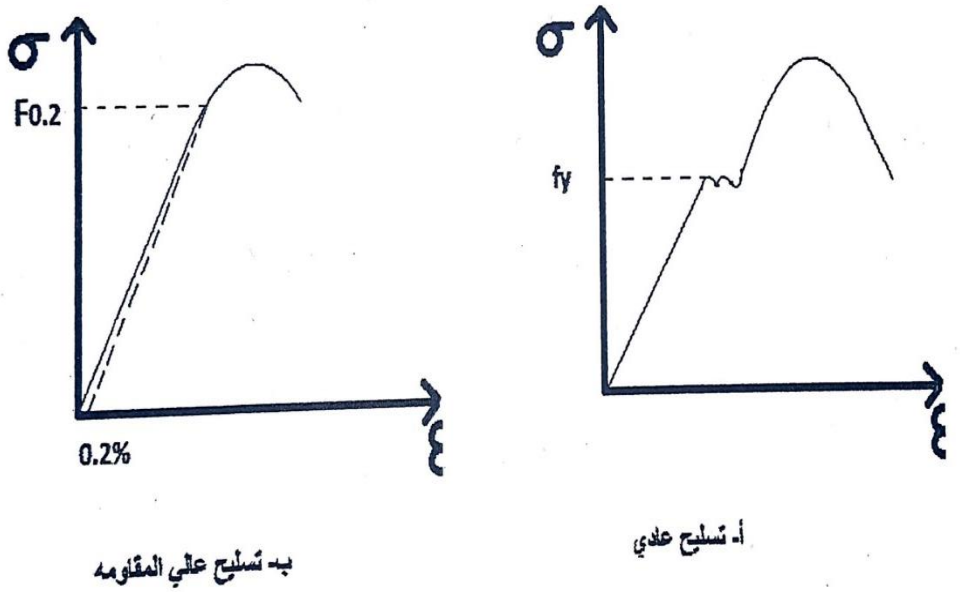
كان العالم الروسي كفوز دوف قد وضع أسس طريقة الحساب بالحالة الحدية القصوى في عام 1949م وأدخلت بالكود بشكل رسمي عام1955 م وبعد ذلك انتشرت هذه الطريقة في البلدان الأخرى وأدخل عليها بعض التعديلات وأخذت أشكالا وأسماء مختلفة ,أما الاسم الأكثر انتشارا والذي أخذ به في الكود العالمي هو طريقة حالات الحدود أو" الطريقة الحدية"

- **فرضيات طريقة حالات الحدود:**

1. بقاء المقاطع مستوية بعد التشوه " فرضية برنولي – نافية ".
2. تناسب التشوهات البعد عن المحور المحايد.
3. إهمال خرسانة منطقة الشد.
4. اعتبار مخطط توزع الإجهادات في منطقة الضغط مستطيلا مع اعتبار ارتفاعه مساويا ل (0.9)من ارتفاع منطقة الضغط أي البعد بين المحور المحايد والليف العلوي" الأقصى " المضغوط.



شكل (2–6) مخطط الإجهادات والتشوهات وفق طريقة حالة الحدود القصوى لمقطع مستطيل



شكل (2–7) العلاقة بين الإجهادات التشوهات لفولاذ التسليح

الفـــصل الثالث

التصميم اليدوي

(3) التصميم الانشائي اليدوي للعناصر الانشائية المكونة للمشروع :B.S 8110 -1997

part 1

(3-1) حساب الاحمال الميتة وتحديد الاحمال الحية.

Calculate of Dead & live Loads

الاحمال الميتة :Dead loads

- وزن بلاطة السقف (نفترض سمك البلاطة 20 سم) نوعها بلاطة مسطحة

- Assume Thickness of Flat Slab h=200 mm

$S.W = \boldsymbol{\gamma} * \mathbf{h} = 0.20 * 24 = 4.8\ kn/m2$ -

Finishing $= 2.5\ \ Kn/m2$

Partition= $\frac{18*3*.25}{3}$ =$4.5kn/m2$

Total D.L = $11.8\ kn/m2$

B.S 6399-part 2 L.L = $3\ kn/m2$

Panel Dimension = $4*4.5$ m

–C.S & M.S Dimensions -

- التصميم في L_X=4m

- L_x=4 m
- C.S Width b1 = $\frac{Lx}{2} = \frac{4}{2} = 2m$
- M.S Width b2 = $4.5 - 2 = 2.5$m
- Design Load D.S = $1.4*11.8 + 1.6*3 = 21.3\ kn/m2$
- F = D.S * 1Y = $21.3 * 4 * 4.5 = 384$ KN
- Area of bay = $4 * 12 = 48$ m^2
- $\frac{DI}{D.L} = \frac{3}{11.8} = 0.25 < 1.25$
- $L.L = 3 < 5\ kn/m2$ ……. OK

Step 2: Moments And Reinforcement **العزوم والتسليح**

البلاطة محققة لشروط الكود لذا سوف نستخدم الطريقة التقريبية باستخدام معاملات الكود

➢ **العزم الموجب:**

- Positive Moments M = 0.075FL= $0.075*384*4=115.2$ KN.m

- العزم الموجب (الشريحة المسندية –التسليح في الاسفلBottom)

$+M_{C.S} = 0.55 * 115.2 \ = 63.4 \ kn.m$

Cover = 25 mm

D = 12 mm

D $_{mean}$ = $h - c - \frac{\emptyset}{2} = 220 - 25 - 6 = 189\ mm$

F_y =$460\ N/mm^2$

- $K = \frac{M}{f_{cu} * bd^2}$ here b=b1=2000mm
- $f_{\mathrm{cu}} = 30\ N/mm^2 \quad d = 189\ mm \qquad b2 = 2000\ mm$
- $K = \frac{63.4*10^6}{30*2000*189^2} = 0.03 < 0.156$

لا تحتاج لتسليح ضغط

- $K < 0.05 \rightarrow \ Z = 0.95d$= 0.95 * 189 = 179.55 mm
- $\mathrm{A_S} = \frac{M}{0.95 f_y.Z} = \frac{63.4*10^6}{0.95*460*179.55} = 809\ mm^2/strip$
- $Min.Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13*2000*200}{100} = 520mm^2 < A_S$
- $No\ of\ Bars \ = \frac{AS}{A\ one\ bar} = \frac{809}{113.04} = 8$

$$A_{S_{PRO}} = 8 * \frac{3.14 * 12 * 12}{4} = 904.32\ mm^2/strip$$

$$Specing \ = \frac{2000}{8-1} = 285 = 250\ \boldsymbol{mm}$$

Provide {θ12 @ 250 mm}

- العزم الموجب (الشريحة الوسطية –التسليح في الاسفلBottom)

$$+M_{m.S} = 0.45 * 115.2 \ = 51.8 \ kn.m$$

$K = \frac{M}{f_{cu} * bd^2}$ here b=b1 =2500mm

$f_{\mathrm{cu}} = 30\ N/mm^2 \quad d = 189\ mm \qquad b2 = 2500\ mm$

$$K = \frac{51.8 * 10^6}{30 * 2500 * 189^2} = 0.02 < 0.156$$

لا تحتاج لتسليح ضغط

$K < 0.05 \rightarrow \ Z = 0.95d$ = 0.95 *189=179.55 mm

$$A_S = \frac{M}{0.95 f_y . Z} = \frac{51.8 * 10^6}{0.95 * 460 * 179.55} = 661 mm^2/strip$$

$$Min. Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13 * 2500 * 200}{100} = 650 mm^2 < A_S$$

$$No\ of\ Bars \ = \frac{661}{113.04} = 6$$

$$A_{S_{PRO}} = 6 * \frac{3.14 * 12 * 12}{4} = 678.24\ mm^2$$

$$Specing \ = \frac{2500}{6-1} = 500\text{mm}$$

Use {θ12 @ 500 mm}

- **العزم السالب:**

- Negative Moments M = $0.086FL=0.086*\ 384\ *4=132$ KN.m

- يمكن تخفيض العزوم عند المساند تقلل بالمقدار $0.15\ F\ h_c$ حيث F الحمل التصميمي الكلي و h_c القطر الساند للعمود او السقوط او البعد الراسي للعمود

- Assume: Column Dimensions b*h= $250*500$ mm

- $h_c = \sqrt[2]{\frac{4*b*h}{3.14}} = \frac{4*0.25*0.500}{3.14} = 0.4\ m$

- $0.15Fh_c$ =$0.15*\ 384\ *0.4= 23.04$ KN.m

- **إذا العزم السالب الصافي**

- M = $132-23.04 = 109$ KN.m

- $-\mathrm{M}_{\mathrm{c.s}} = 0.75 \text{ x } 109 = 81.8 \text{ kn. m}$

- $K = \frac{M}{f_{cu}*bd^2}$ here b=b1=2000mm

- $f_{\mathrm{cu}} = 30\ N/mm^2 \quad d = 189\ mm \qquad b2 = 2000\ mm$

  $K = \frac{81.8*10^6}{30*2000*189^2} = 0.039 < 0.156$ لا تحتاج لتسليح ضغط

  - $K < 0.05 \rightarrow\ Z = 0.95d$ = $0.95\ *189=179.55\ mm$

  - $A_S = \frac{M}{0.95 f_y.Z} = \frac{\mathbf{81.8}*10^6}{0.95*460*179.55} = 1042.5\ mm^2/strip$

  - $Min.Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13*2000*200}{100} = 520mm^2 < A_S$

  - $No\ of\ Bars\ = \frac{1042.5}{113.04} = 10$

  - $A_{S_{PRO}} = 10 * \frac{3.14*12*12}{4} = 1130.4\ mm^2$

  - $Specing\ = \frac{2000}{10-1} = 222 = 220\ mm$

  Use {θ12 @ 220 mm}

- **الشريحة الوسطية (العزم السالب – التسليح في الاعلى Top)**

- $-M_{c.s} = 0.25 * 109 = 27.2\ kn.m$
- $K = \frac{M}{f_{cu} * bd^2}$ here b=b1=2500mm
- $f_{\mathrm{cu}} = 30N/mm^2 \quad d = 189\ mm \qquad b2 = 2500mm$
- $K = \frac{\mathbf{27.2}*10^6}{30*2500*189^2} = 0.01 < 0.156$

لا تحتاج لتسليح ضغط

- $K < 0.05 \rightarrow Z = 0.95d$ = 0.95 *189=179.55 mm
- $A_S = \frac{M}{0.95 f_y . Z} = \frac{\mathbf{27.2}*10^6}{0.95*460*179.55} = \boldsymbol{346.7\ mm^2/strip}$
- $Min. Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13*2500*200}{100} = 650\ mm^2 > A_S$
- $No\ of\ Bars = \frac{650}{113.04} = 6$
- $A_{S_{PRO}} = 6 * \frac{3.14*12*12}{4}\ 678.24\ mm^2$
- $Specing = \frac{2500}{6-1} = 500\ mm$
- **Use {θ12 @ 500mm}**

- **التحقق من الانحراف: Deflection check**

يتم التحقق من الانحراف الناتج من العزم الموجب الاكبر:

لكي يكون الانحراف محقق يجب أن يكون الانحراف المسموح به Allowable أكبر من الاجهاد الحقيقي Actual الناتج من قسمة طول البحر الاكبر على العمق الفعال:

حساب الانحراف المسموح به:

من أجل إسناد مستمر واخر بسيط يؤخذ معامل وسطي بين القيمتين 26 و20

Basic–span eff depth = $\frac{26+20}{2} = 23$ $For\ Edge\ Panel$

Modification factor for tension steel

$\frac{M}{bd^2} = \frac{63.4 * 10^6}{2000 * 189^2} = .89 \quad here\ b = b1 = 2000mm$

عرض الشريحة التي يكون فيها أكبر عزم موجب

$f_s = \frac{2}{3} f_y \frac{A_{rec}}{A_{pro}}$

$f_s = \frac{2}{3} * 460 * \frac{809}{904.32} = 274.4\ N/mm^2$

The Modification factor for tension steel is

$M.F = 0.55 + \frac{(\mathbf{477} - \boldsymbol{f_s})}{\mathbf{120}(\mathbf{.9} + \boldsymbol{M.d})} < 2$

M.F=$.55 + \frac{(\mathbf{477-274.4})}{\mathbf{120}(\mathbf{.9+.89})} = 1.49 < 2 \quad OK$

Allowable $= 23 * 1.49 = 34.3\ mm$

Actual $= \frac{L}{d} = \frac{4000}{189} = 21.2\ mm$ OK

- **التحقق من قص الاختراق Punching Shear Check:**

- اولاً: عند وجه العمود At column face:

التحقق من أن العمود لن يخترق البلاطة

V_t القيمة من اقل $OR\ 0.8\sqrt{f_{cu}}\ 5\ N/mm^2$

$$v = \mathrm{F} - \mathrm{n} * \mathrm{b} * \mathrm{h}$$

$$V = 384 - 21.3 * .25 * .5 = 381.3\ mm$$

$$V_{eff} = 1.15 * vt = 1.15 * 381.3 = 438.5\ kn$$

$$u = 2(b + h) = 2(\ 250 + 500) = 1500\ mm$$

$$V_t = \frac{\mathrm{veff}}{\mathrm{u} * \mathrm{d}} = \frac{\mathbf{438.5*10^3}}{1500*\mathbf{189}} = \mathbf{1.55}\ N/mm^2$$

$V_t < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ =$0.8\sqrt{30}$ =4.38 OR $5\ N/mm^2$ **OK**

- **التحقق من قص الاختراق على بعد $1.5d$ من وجه العمود punching shear:**

$$V_t = F - n(b + 3d)(h + 3d)$$
$$= 384 - 21.3(0.25 + 3 * 0.189)(0.5 + 3 * 0.189)$$
$$= 365.44\ kn$$

$\mathbf{V_{eff}}$=1.15*Vt = 1.15 *365.44 = 420.26 KN

$$\mathrm{V}=\frac{Veff}{(12*d+u)*d} = \frac{420.26*10^3}{(4*189+1500)*189} = 0.59\ N/mm^2$$

مقاومة الخرسانة للقص من الكود جدول 3.8 او من القانون التالي

$$V_c = 0.79\sqrt[3]{\frac{100*A_spro}{bd}} * \sqrt[4]{\frac{400}{d}} \qquad for\ Fcu = 30\ N/mm^2$$

$$for\ Fcu = 30\ N/mm^2 = \frac{100 * 1130.4}{2500 * 189} = 0.24 < 3 \quad OK$$

$$\frac{400}{189} = 2.11 > 0.67\ \ OK$$

$$V_c = 0.79 * \sqrt[3]{.24} * \sqrt[4]{2.11} = 0.6\ N/mm^2 \quad \text{OK}$$

القص محقق لان مقاومة الخرسانة للقص اكبر من اجهاد القص المطبق $V_c > V_t$

Use {θ1 2@ 220mm}

(2-3) تصميم العارضات الطرفية في المبنى *Design of Edge Beams*

- **خطوات التصميم:**

Step 1: Dimensions, Loads and Moments

- **Assume h= 50cm & b= 25cm**

- **Loads from Slab**

الاحمال المنقولة من البلاطة الى العارضة هي احمال التشطيبات زائداً وزن البلاطة ويتم حساب وزن الجدران مباشرتاً على العارضة

الحمل المنقول = الحمل بوجدة $kn/m2$ في عرض المساحة التي تتحملها العارضة وهو

$$\frac{Lx}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25m$$

-Dead Loads:

Total Dead Loads Per $kn/m = 11.8 * 2.25 = 26.55\ kn/m$

-Live Loads:

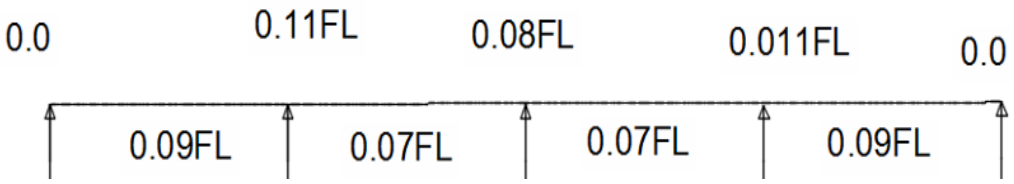
Live Load = $3 * 2.25 = 6.75\ kn/m$

Design Load = 1.4 D.L +1.6 L.L

Design Load per $kn/_m$ W= 1.4 * 26.55 +1.6 *6.75 = 47.97$kn/_m$

Design Load per KN F= 47.97 *4=191.9 KN

-**Moments:**



At Middle Span **اولاً : تصميم العارضة عند منتصف البحر**

+M= 0.09FL= 0.09*191.9 *4= 69 KN.m

$K = \frac{M}{f_{cu} * bd^2}$ Here b=250mm

$f_{\mathrm{cu}} = 30\frac{N}{mm^2}$, $Asumme\ \emptyset = 16mm,$ $\emptyset_{link} = 8mm$

$$d = h - cover - \frac{\emptyset}{2} - \emptyset_{link} = 500 - 25 - 8 - 8 = 459\ mm$$

$$K = \frac{69 * 10^6}{30 * 250 * 459^2} = 0.043 < 0.156$$

العارضة لاتحتاج لتسليح ضغط في منطقة الوسط

The Beams Not Need Compression Reinforcement $If\ K < 0.156$

The Beams Need Compression Reinforcement $If\ K > 0.156$

$K < 0.05 \quad \rightarrow Z = 0.95 * d \qquad B.S\ 8110$

$Z = .95 * 459 = 436\ mm$

$$A_S = \frac{M}{0.95 f_y . Z} = \frac{69\ * 10^6}{0.95 * 460 * 436} = 362\ mm^2$$

$$Min.Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13 * 250 * 500}{100} = 162.5\ mm^2 < A_S$$

$$No\ of\ Bars\ = \frac{362}{200.96} = 2\ Bars$$

$$A_{S.pro} = 2 * \frac{3.14 * 16 * 16}{4} = 401.92\ mm2$$

$$Specing\ = \frac{250}{2-1} = 125mm$$

Use {2θ16mm}

ثانياً : تصميم العارضة عند المسند at support

−M=0.11FL= 0.11* 191.9*4= 84.4 KN.m

$K = \frac{M}{f_{cu} * bd^2}$ Here b=250mm

$$K = \frac{84.4\ * 10^6}{30 * 250 * 459^2} = 0.053 < 0.156$$

$If\ K < 0.156$ The Beams Not Need Compression Reinforcement

$$K > 0.05 \quad \rightarrow Z = \left\{0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{.K}{0.9}}\right\} * d \qquad B.S\ 8110$$

$$Z = \left\{0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.053}{0.9}}\right\} * 459 = 430\ mm$$

$$A_S = \frac{M}{0.95 f_y . Z} = \frac{84.4\ * 10^6}{0.95 * 460 * 430} = 449\ mm^2$$

$$Min.Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13 * 250 * 500}{100} = 162.5\ mm^2 < A_S$$

$$No\ of\ Bars\ = \frac{449}{200.96} = 3\ Bars$$

$$A_{S.pro} = 3 * \frac{3.14 * 16 * 16}{4} = 603mm2$$

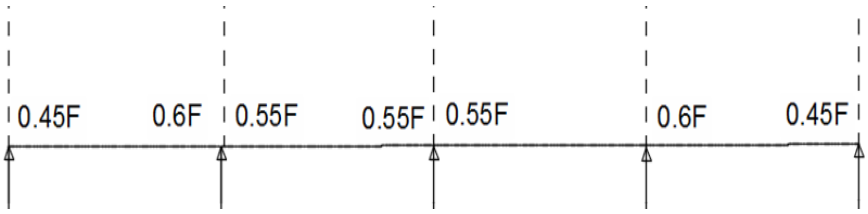
$$Specing\ = \frac{250}{3-1} = 125mm$$

Use {$3\theta 16$mm }

- **التحقق من القص Shear Check**

اولاً: التحقق من القص عند وجه العمود At Column Face:

نحسب قوى القص في الكمرة باستخدام معاملات الكود لان العارضة محققة لشروط الكود



- اعلى قيمة لقوة القص في العارضة اعلاه هي 0.6 F لذا سوف نتحقق من القص عندها

$$V_S = 0.6F - W_U * \frac{Suport\ Width}{2}$$ قوة القص القصوى

$Asumme\ \ Suport\ Width\ =$

$250mm\ \ Same\ \ Asumme\ \ Beam\ Width = 250mm$

$$V_S = 0.6 * 191.9\ - 47.97 * \frac{0.250}{2} = 109\ KN$$

$$\text{v} = \frac{V_S}{bd} = \frac{109*10^3}{250*459} = 0.95\ {}^{N}/_{mm2}\ < 0.8\sqrt{Fcu}$$ OK

- **التحقق من القص على بعد d من وجه العمود الطرفي: At End Support**

$$V_d = 0.6F - W_U * (\frac{Suport\ Width}{2} + d)$$

$$V_d = 0.6 * 191.9\ - 47.97 * \left(\frac{0.250}{2} + 0.459\right) =\ 87\ kn$$

$$\text{v} = \frac{V_d}{bd} = \frac{87 * 10^3}{250 * 459} = 0.76\ {}^{N}/_{mm2}$$

نحسب مقاومة القص للخرسانة

$$\frac{100As}{bh} = \frac{100 * 603}{250 * 500} = 0.5$$

From Table 3.5 B.S 8110 Par1:1 $V_C = 0.50\ {}^{N}/_{mm2}\ < v$

يتم تسليح القص عند ووجه العمود بالعلاقة الاتية:

$$\frac{As}{Sv} = \frac{b(v - vc)}{0.95fyv} < \frac{0.4b}{0.95fyv}$$

ويتم تسليح القص عند منتصف العارضة بالتسليح الأصغر بالعلاقة الاتية:

$$\frac{As}{Sv} = \frac{0.4b}{0.95fyv}$$

اولاً: تسليح القص(كانات) عند منتصف العارضة

$$\frac{As}{Sv} = \frac{0.4 * 250}{0.95 * 250} = 0.42$$

Assume $\emptyset_{link} = 8mm \rightarrow As = 2 * \frac{3.14*8^2}{4} = 100.48mm2$

$$Sv = \frac{100.48}{0.42} = 239.2 = 240mm$$

Use {θ 8 for links@ 240mm $^{C}/_{C}$ }

ثانياً: تسليح القص (كإنات) عند المساند:

$$\frac{As}{Sv} = \frac{250(0.76 - 0.50)}{0.95 * 250} = 0.27$$

Assume $\emptyset_{link} = 8mm \rightarrow As = 2 * \frac{3.14*8^2}{4} = 100.48mm2$

$$Sv = \frac{100.48}{0.27} = 372\ mm$$

Use {θ 8 for links@240mm $^{C}/_{C}$ }

- **التحقق من الانحراف: Deflection Check**

حساب الانحراف المسموح به:

من أجل إسناد مستمر واخر بسيط يؤخذ معامل وسطي بين القيمتين 26 و20

Basic Ratio –span|eff depth = $\frac{26+20}{2} = 23 \quad For\ Edge\ Panel$

Modification factor for tension steel

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{69 * 10^6}{250 * 459^2} = 1.30$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y \frac{A_{rec}}{A_{pro}}$$

$$f_s = \frac{2}{3} * 460 * \frac{362}{401.92} = 276.2\, N/mm^2$$

The Modification factor for tension steel is

$$M.F = 0.55 + \frac{(\mathbf{477} - \boldsymbol{f_s})}{\mathbf{120}(.\mathbf{9} + \boldsymbol{M.d})} < 2$$

$$\text{M.F} = .55 + \frac{(\mathbf{477-276.2})}{\mathbf{120}(.\mathbf{9+1.30})} = 1.3 < 2 \quad OK$$

$$\text{Allowable} = 23 * 1.3 = 29.9\, mm$$

$$\text{Actual} = \frac{L}{d} = \frac{4000}{459} = 8.7\, mm$$

Actual <Allowable **OK** **الانحراف محقق**

3-3 تصميم الأعمدة: Interior Columns

سوف يتم تصميم العمود الوسطي C1 في الطابق تحت الأرضي:

خطوات التصميم:

العمود مقيد لأنه يقاوم احمال ميتة وحية فقط

- **Step 1: Column classification** **تصنيف العمود هل قصير ام نحيف**

- حول المحور (x–x) حالة استناد العمود في الاعلى والاسفل توافق الحالة (2) اذا نأخذ القيمة التالية من الكود البريطاني B.S 8110 Table 9.2 $\beta_X = 0.85$

نفترض ابعاد مبدئية للعمود وذلك ممكن اعتمادا على الابعاد الغالبة في التصميم مع مراعاة واقع التنفيذ والنجارة المتوفرة في الموقع

Column C1 b*h= 250*500 mm

طول العمود الصافي من البلاطة للبلاطة

$$L_0 = l - Width\ of\ Slab = 3.2 - 0.20 = 3m$$

$$\frac{L_{ex}}{h} = \frac{\beta_X L_0}{h} = \frac{0.85*3000}{500} = 5.1 < 15 \quad OK$$

- حول المحور (y–y) حالة استناد العمود في الاعلى والاسفل توافق الحالة (2) اذا

$$B_y = 0.85$$

$$\frac{L_{ey}}{h} = \frac{B_y L_0}{h} = \frac{0.85 * 3000}{250} = 10.2 < 15 \quad OK$$

إذا العمود C1عمود قصير في كلا الاتجاهين

- **Step 2: Design Load حساب الحمولة التصميمية**

D.L= 11.8 KN/m^2

L.L= 3KN/m^2

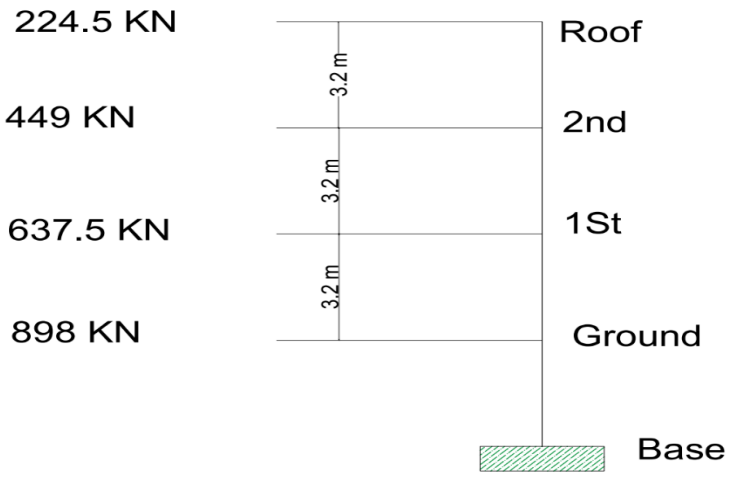
المساحة التي يحملها العمود $18m^2$

Total D.L ON SLABS = 11.8* 18= 213 KN

S.w = 0.25*0.5*3.2*24=11.5 KN

Total D.L= 224.5 KN

Total L.L = 3*18*4 =216 KN



شكل رقم (3−1) يوضح الاحمال الميتة الواقعة على العمود C1

- Design Load F= 1.4*898+1.6*216 =1603 KN

العمود معرض لحمولة محورية ذات لامركزية بسيطة:

N= 0.4*Fcu*Ac+0.8*FY*Asc

$1603*10^3$= 0.4*30*500*250+0.8*460*Asc

Asc= 279 mm^2

$$Min.Area = \frac{0.4bh}{100} = \frac{0.4*250*500}{100} = 500\ mm^2 < A_S$$

$$No\ of\ Bars\ = \frac{500}{153.86} = 3.5 \quad Say = 6\ Bars$$

Use {6∅14 mm}

- **Step 3: Links** **تسليح الكانات**

$\frac{1}{4} * 14 = 3.5mm \quad Use\ \emptyset_{link} = 6\ mm$

Max Spacing between Links $=12\emptyset_{min}$

$= 12 * 16 = 192mm\ Use\ 190mm$

(3-4) تصميم الاساسات:

خطوات تصميم الاساس المفرد $F1$**:**

- **Step 1:Dead And Live Loads From Above**

الاحمال المطبقة على الأساس هي نفس الاحمال على العمود ***c1*** في الطابق تحت الأرضي

اذا الحمل الميت الكلي = 898 kN

الحمل الحي الكلي= 216 KN

$Assume \quad Fcu = 35\ {}^{N}/_{mm2}\ ,\ Fy = 460\ {}^{N}/_{mm2}.$

The safe bearing pressure on the soil $q_a = 200\ {}^{KN}/_{m2}$

$\emptyset = 16mm \quad , \quad Cover = 50mm$

- **Step 2:Footing Dimension**

$$Required\ Area\ (Lx * Ly) = \frac{N}{q_a}$$

Where here N=1.0D.L+1.0L.L Without Factors

Assume Weight of Footing F1 =150 KN

Total N =(898+150+216) =1264 KN

$$Required\ Area\ (Lx * Ly) = \frac{1264}{200} = 6.32\ m2$$

نستخدم قاعدة مربعة الشكل

Column h*b=500*250mm

$$Lx = Ly = 2.52\ use\ 2.6\ m$$

- **Step 3:Max *bearing pressure on the soil***

$$q_{a\,max} = \frac{Nu}{Lx * Ly}$$

N_U= 1.4D.L+1.6L.L Where D.L without S.W Footing

N =1.4*898+1.6*216 =1603 KN

$$q_{a\,max} = \frac{1603}{2.6 * 2.6} = 237\ {}^{KN}/_{m2}$$

- **Step 4:Assume Tick of Footing h=600mm And Check**

- **اختيار سمك مبدئي للأساس والتحقق من ذلك**

التحقق من السمك عن طريق التحقق من القص عند وجه العمود كالاتي:

$$Stress\ \ v = \frac{N}{(Column\ Perimeter) * d}$$

$$d = h - cover - \emptyset = 600 - 50 - 16 = 534\ mm\ Say\ = 530mm$$

$$Stress\ \ v = \frac{1603 * 10^3}{(2 * 250 + 2 * 500) * 530} = 2\ {}^{N}/_{mm2} < 0.8\sqrt{35} \quad OK$$

- **Step 4:Moments And Reinforcement : العزوم والتسليح**

$$Mx = \frac{N}{Ly} * \frac{(Ly-h)^2}{8} = \frac{1603}{2.6} * \frac{(2.6-0.5)^2}{8} = 240KN.m$$

$$K = \frac{M}{f_{cu} * bd^2}$$ here b= L_x= 2.6m

$$K = \frac{240 * 10^6}{35 * 2600 * 530^2} = 0.009 > 0.156$$

The Footing not Need Compression Reinforcement $K < 0.156$

$$K < 0.05 \rightarrow Z = 0.95d = 0.95 * 530 = 504mm$$

$$As = \frac{M}{0.95FyZ} = \frac{240 * 10^6}{0.95 * 460 * 504} = 783\ mm2$$

$$Min.Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13 * 2600 * 600}{100} = 2028\ mm^2 > A_S$$

$$No\ of\ Bars = \frac{2028}{200.96} = 10\ Bars$$

$$Specing = \frac{2600}{10-1} = 300\ mm$$

Use {10 θ16mm@ 300mm $^{c}/_{c}$ }

Moment (y−y)

$$My = \frac{N}{Lx} * \frac{(Lx-b)^2}{8} = \frac{1603}{2.6} * \frac{(2.6-0.25)^2}{8} = 426\ KN.m$$

$K = \frac{M}{f_{cu} * bd^2}$ here b=Ly=2.5m

$$K = \frac{426 * 10^6}{35 * 2600 * 530^2} = 0.023 > 0.156$$

The Footing not Need Compression Reinforcement $K < 0.156$

$$K < 0.05 \rightarrow Z = 0.95d$$

$$As = \frac{M}{0.95FyZ} = \frac{426 * 10^6}{0.95*460*504} = 1934mm2$$

$$Min.Area = \frac{0.13bh}{100} = \frac{0.13*2600*600}{100} = 2028\ mm^2 > A_S \quad We\ Use\ Min.Area$$

$$No\ of\ Bars = \frac{2028}{200.96} = 10\ Bars$$

اقل تسليح للأساس اكبر من التسليح الحسابي لذا نستخدم التسليح الأصغر

$$As\ pro = 10 * \frac{3.14*16*16}{4} = 2009.6mm2$$

$$Specing = \frac{2600}{10-1} = 300\ mm$$

Use {8Ø16mm@ 300 $^{C}/_{C}$ }

- **Step 4:Final Check of Punishing Shear (1.5d From Column face)**

التحقق من السمك عن طريق التحقق من القص عند وجه العمود كالاتي:

$$Critical\ Perimeter = Column\ Perimeter + 8 * 1.5d$$

$$Critical\ Perimeter = (2 * 250 + 2 * 500) + 8 * 1.5 * 530$$

$$= 7860mm$$

$$\text{Shear Force V} = N - \frac{N}{Lx * Ly} * (b + 3d)(h + 3d) \quad here\ h\ for\ Col$$

$$\text{V} = 1603 - \frac{1603}{2.6 * 2.6} * (0.25 + 1.59)(0.5 + 1.59) = 691\ KN$$

$$\text{Shear Stress v} = \frac{V}{(Critical\ Perimeter)d} = \frac{691 * 10^3}{7860 * 530}$$

$$= 0.17\ {}^{N}/_{mm2}$$

نحسب مقاومة الخرسانة للقص Vc From Table 3.8

$$\frac{100As}{bh} = \frac{100 * 2009.6}{2600 * 600} = 0.128 \rightarrow \quad Vc = 0.34\ {}^{N}/_{mm2} > 0.128\ {}^{N}/_{mm2}$$

قص الاختراق محقق اذا السمك المفروض h= 600 mm مناسب

Step 5: Shear Stress Check 1.0d From Column face .

- **عند المحور** x-x

$$Vx = q_{a\,max} * Lx\left(\frac{Ly - h)}{2} - d\right)$$

$$Vx = 237 * 2.6\left(\frac{(2.6-0.5)}{2} - 0.530\right) = 320\ KN$$

$$Stress\ vx = \frac{Vx}{Lx*d} = \frac{320*10^3}{2600*530} = 0.23\ < Vc \qquad OK$$

- **عند المحور** y-y

$$Vx = q_{a\,max} * Ly\left(\frac{Lx - b)}{2} - d\right)$$

$$Vx = 237 * 2.6\left(\frac{2.6 - 0.25)}{2} - 0.530\right) = 397.4\ KN$$

$$Stress\ vy = \frac{Vy}{Ly * d} = \frac{397.4 * 10^3}{2600 * 530} = 0.29 < Vc \qquad OK$$

(3-5) تصميم السلم:

- **حساب حديد التسليح :**

سمك بلاطة الدرج 200mm

الارتفاع الفعال يساوي1.5 m

الطول المائل للدرج

$$\sqrt{2.5^2 + 1.5^2} = 2.91\ m$$

بافتراض عرض الشريحة متر يكون الحمل الكلي على هذه الشريحة

وزن البلاطة مع الدرجات

$$(0.2 * 2.91 + 0.28 * 0.15 * 0.5 * 10) * 24 = 19\ Kn/m$$

الحمولة الحية

$$2.5 * 3 = 7.5\ KN$$

الحمل التصميمي الأقصى للبلاطة

$$F\ = 1.4DL\ + 1.6LL = 1.4 * 19 + 1.6 * 7.5 = 38.6\ Kn/m$$

عزم الانحناء الاقصى التصميمي

$$M = \frac{F * L^2}{8} = \frac{38.6 * 2.5 * 2.5}{8} = 30.2\ KN.m$$

حساب حديد التسليح اللازم لمقاومة عزم الانحناء

$$K = \frac{M}{F_{cu} * bd^2} = \frac{30.2 * 10^6}{30 * 1000 * 168 * 168} = 0.035 < 0.156$$

$$A_s = \frac{M}{0.95F_y * Z}$$

$$A_s = \frac{30.2 * 10^6}{0.95 * 460 * .95 * 168} = 433 \text{ mm}^2|m$$

$$A_{\text{Smin}} = \frac{0.24 * \text{b} * \text{h}}{100} = \frac{0.24 * 1000 * 200}{100} = 480 \text{ mm}^2$$

Use 5T12@200 mm

تحديد تسليح التوزيع بالاتجاه العرضي:

$$A_{\text{Smin}} = \frac{0.24 * \text{b} * \text{h}}{100} = \frac{0.24 * 1000 * 200}{100} = 480 \text{ mm}^2$$

Use5 T12@200 mm

- **التحقق من الانحراف :**

$$\frac{M}{\text{b}d^2} = \frac{30.2 * 10^6}{1000 * 168^3} = 1.07$$

$$f_s = \frac{2}{3} f_y \frac{A_{rec}}{A_{pro}}$$

$$f_s = \frac{2}{3} * 460 * \frac{433}{565} = 235\, N/mm^2$$

The Modification factor for tension steel is

$$M.F = 0.55 + \frac{(\mathbf{477} - \boldsymbol{f_s})}{\mathbf{120}(\mathbf{.9} + \boldsymbol{M.d})} < 2$$

$$\text{M.F}=.55+\frac{(477-235)}{120(.9+1.07)}=1.57<2 \quad OK$$

$$\text{Allowable}=20*1.57=31.5\,mm$$

$$\text{Actual}=\frac{span}{d}=\frac{2500}{168}=14.80\ mm$$

Actual <Allowable OK

الفصل الرابع

التحليل والتصميم باستخدام برنامج

Etabs

4-1 مقدمة عن برنامج الايتابس:

إيتابس (بالإنجليزية: ETABS) برنامج كمبيوتر يستند إلى نظرية العناصر المحدودة مخصص لتحليل وتصميم العناصر الإنشائية للمباني حصراً. بدأت فكرة تصميمه في عام 1963 حيث أنتجت النسخة الأولى في جامعة بيركلي في ولاية كاليفورنيا في الولايات المتحدة الأمريكية عام 1984.

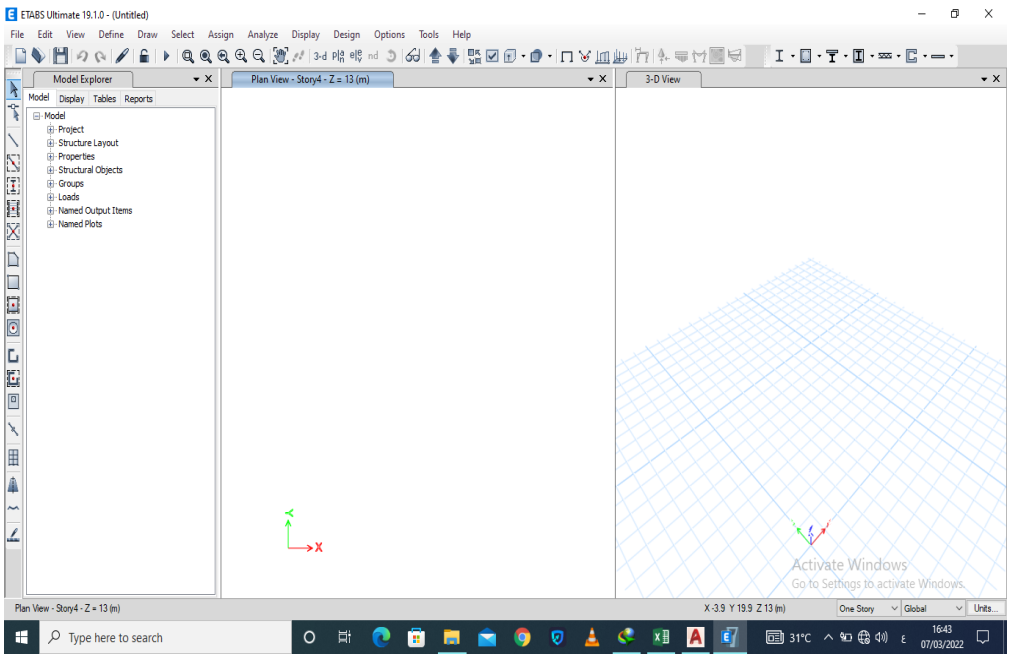
وطورت فيما بعد نسخ عديدة من البرنامج، وتم استخدام النسخة 8.4 من برنامج الإيتابس في نمذجة برج خليفة أطول بناء في العالم حالياً لتحليله إنشائياً تحت تأثير أحمال الرياح والزلازل.

يستخدم لتصميم المنشآت المختلفة حيث يتم إدخال المسقط الأفقي للطابق المراد تصميمه في البرنامج، وعن طريق عدة أوامر يقوم البرنامج بحله والمراد بحله هنا هو أن يخبرنا البرنامج هل الأبعاد وكميات الحديد المدخلة في الحسابات كافية أم تحتاج للزيادة.

(4-2) خطوات إدخال المبنى إلى البرنامج:

(4-2-1) الواجهة البيانية لبرنامج Etabs:

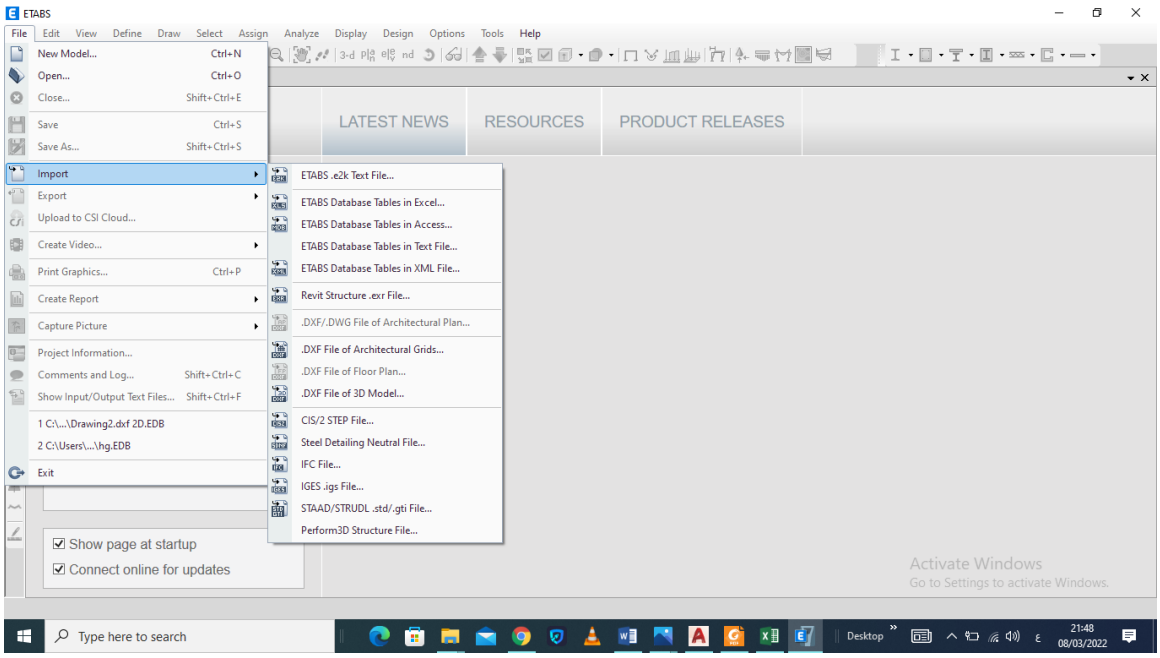
هي واجهة تطبيق البرنامج، وهو يظهر بنافذتين الأولى للمعاينة الثلاثية والأخرى مستوية، كما بالشكل الموضح ادناه



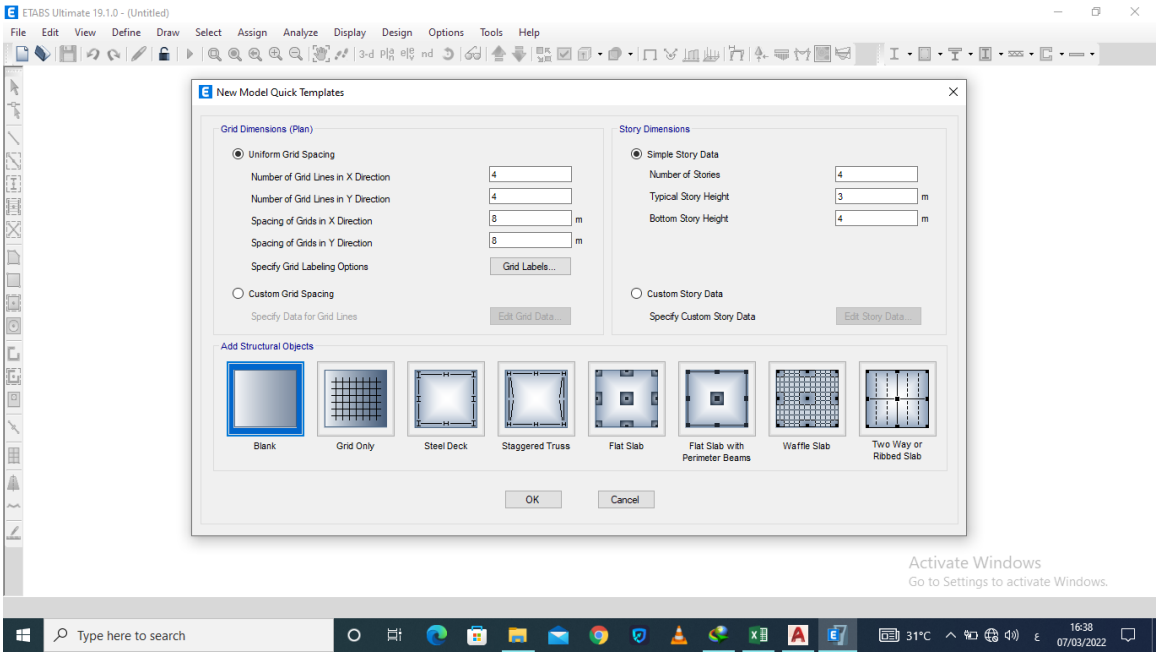
شكل (4-1) يوضح واجهة البرنامج

(4-2-2) من قائمة File > Import:

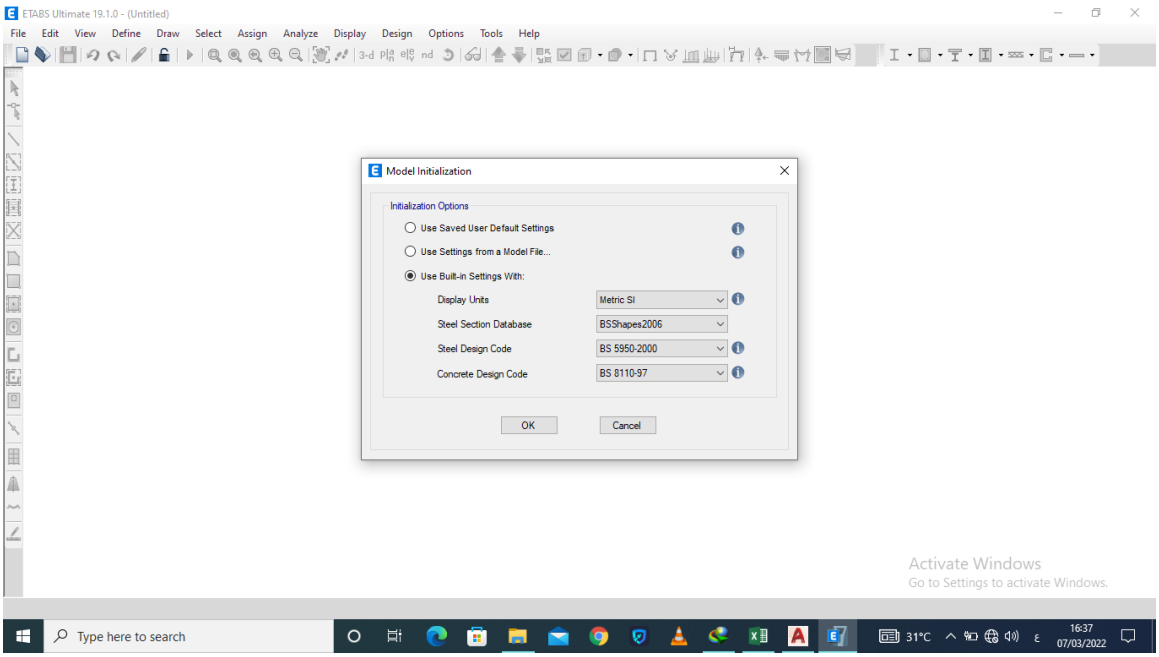
نعمل استيراد لرسم المبنى بصيغة DXF من برنامج الأتوكاد، ثم بعد ذلك يتم تعريف المواد والمقاطع كما في الاشكال التالية.



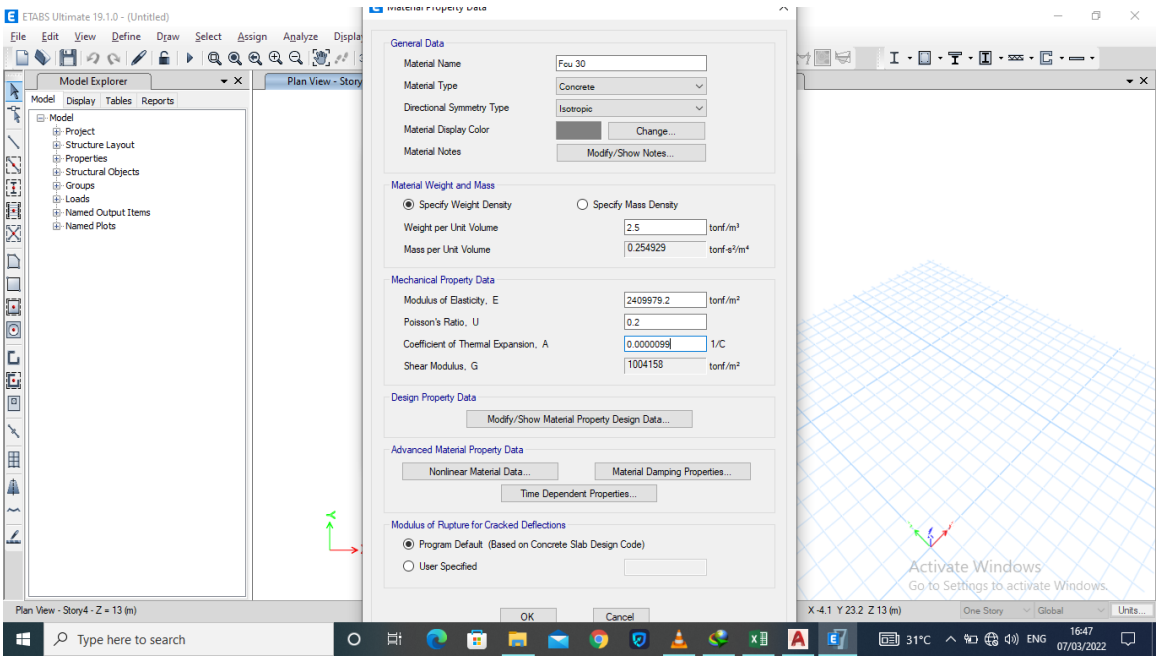
الشكل (4–2) يوضح طريقة استيراد الرسم من برنامج الاوتوكاد بصيغة DXF



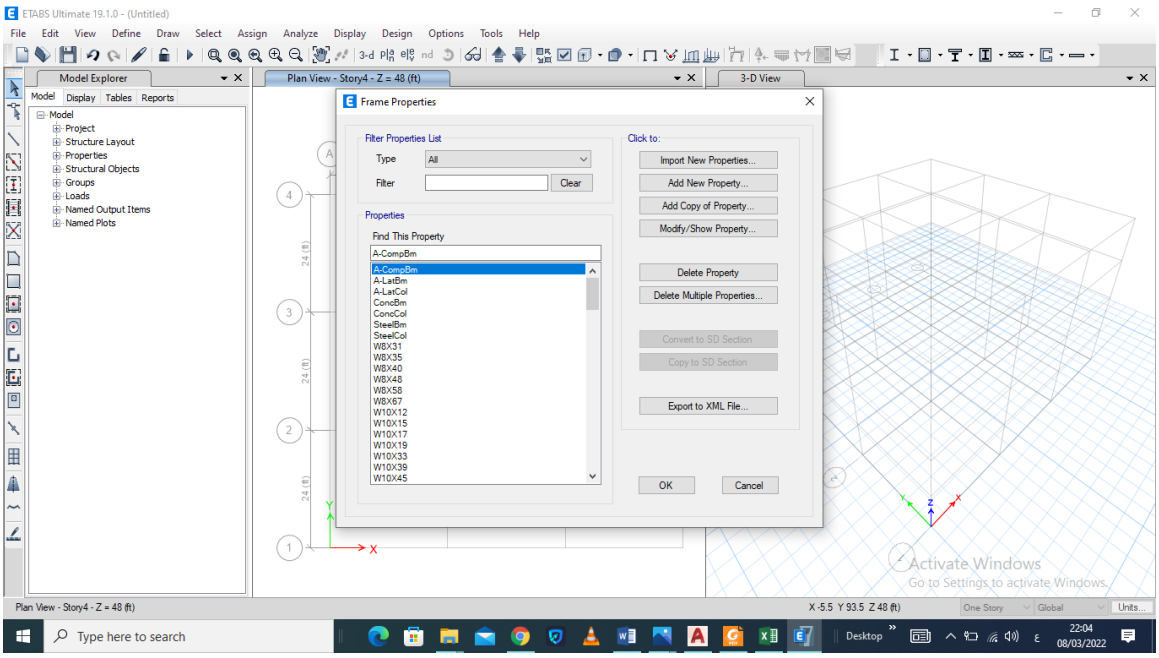
الشكل (4–3) يوضح طريقة تعريف عدد الطوابق وتعريف خطوط الشبكة



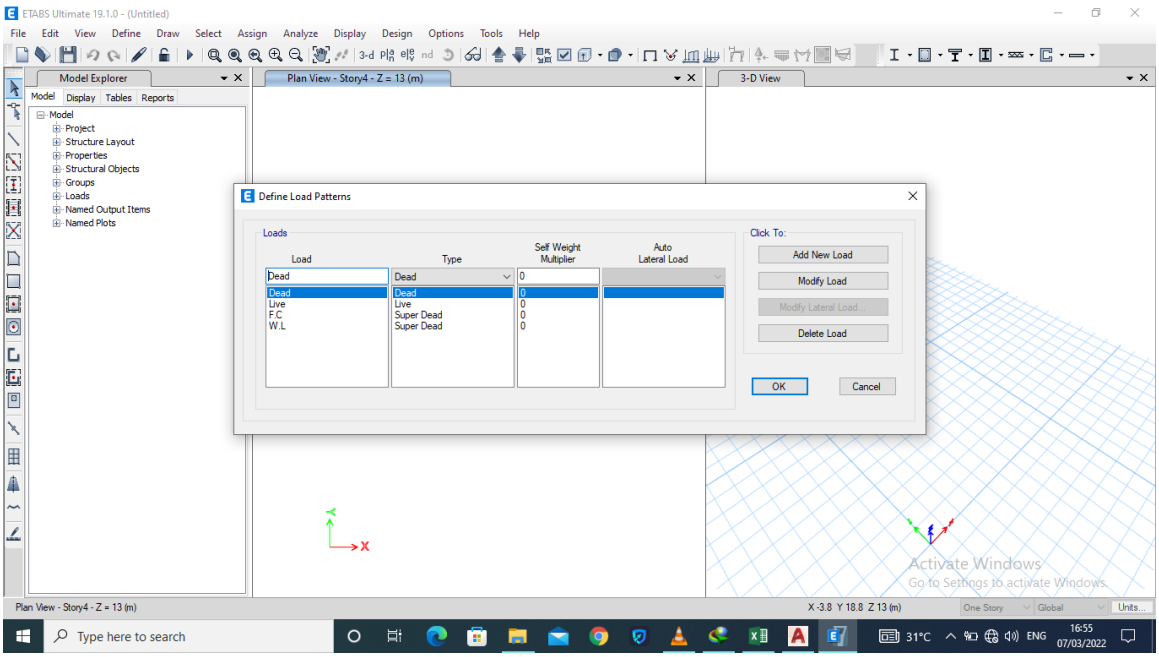
الشكل (4-4) يوضح طريقة إدخال نظام الوحدات وكذلك اختيار نوع الكود



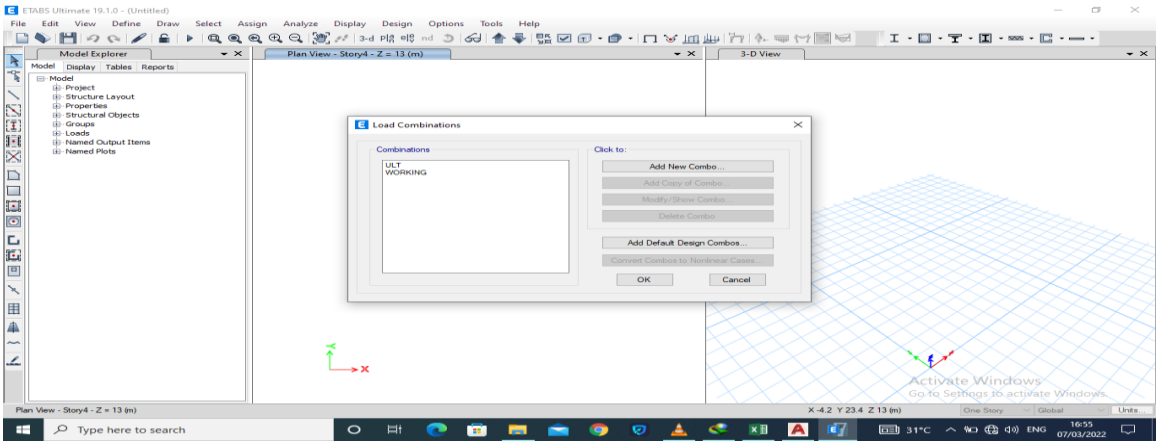
الشكل (4-5) يوضح تعريف المواد خصائص المواد



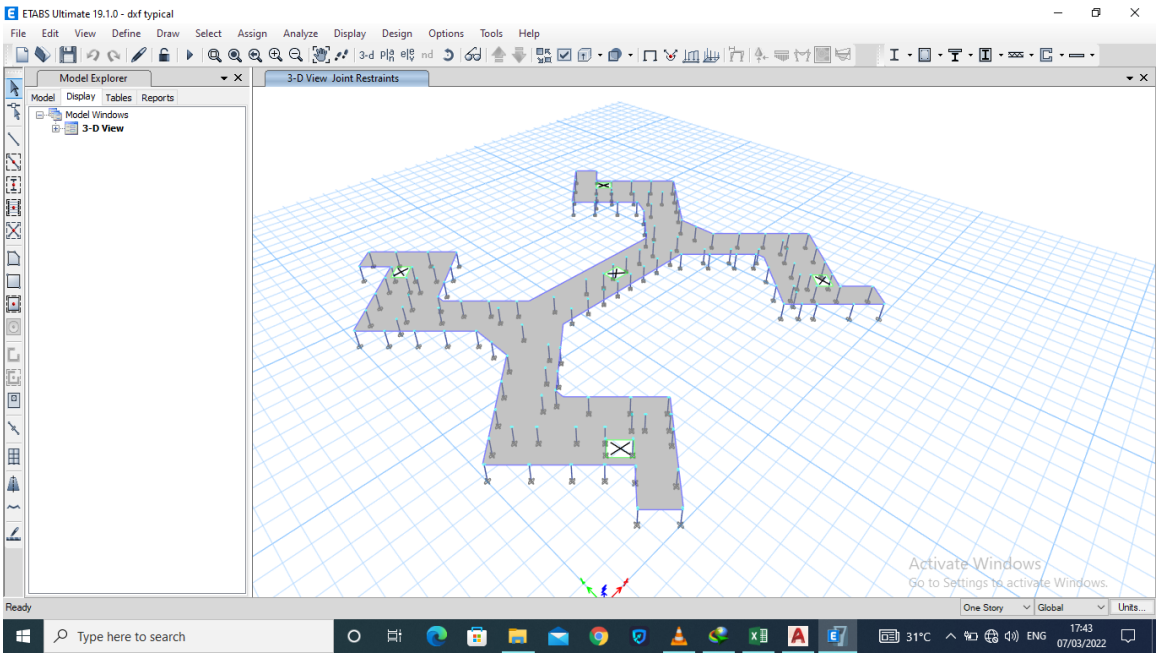
الشكل (4-6) يوضح كيفية تعريف المقاطع الخرسانية وتعريف البلاطة .



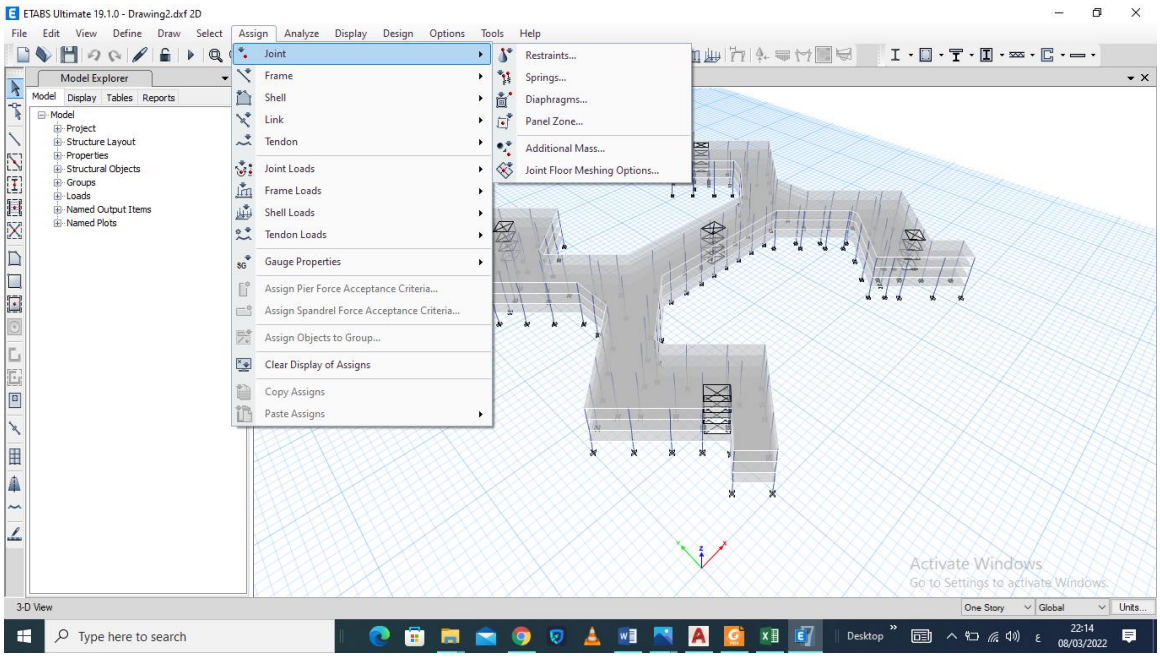
الشكل (4-7) يوضح تعريف الاحمال



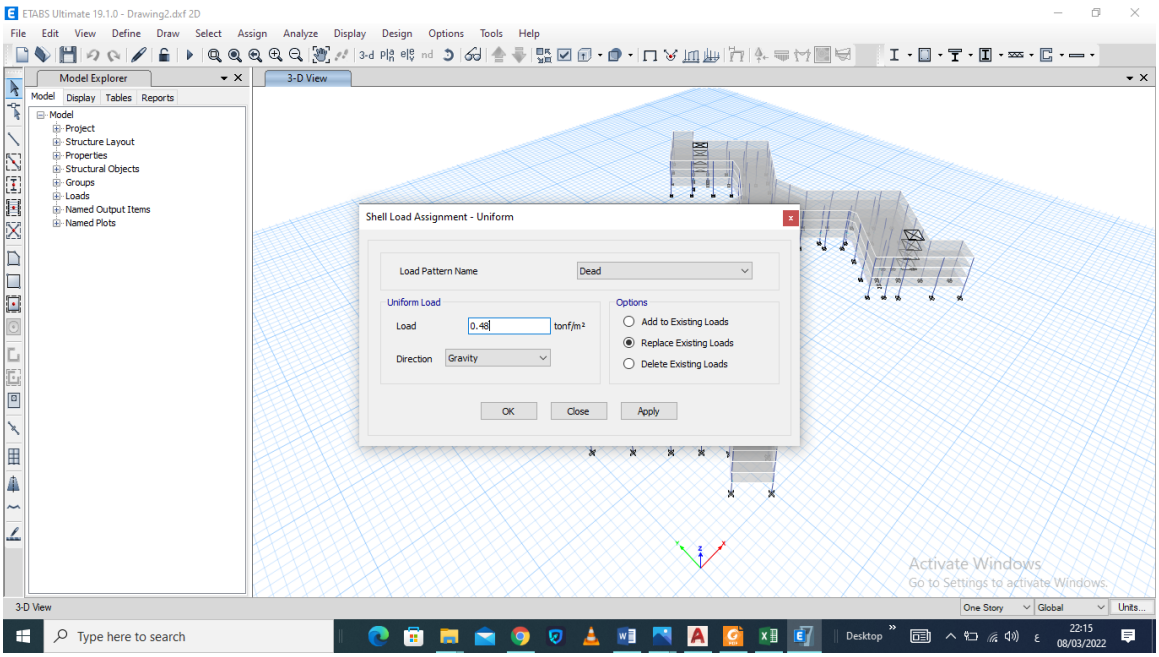
الشكل (4-8) يوضح تعريف حالات التحميل المختلفة.



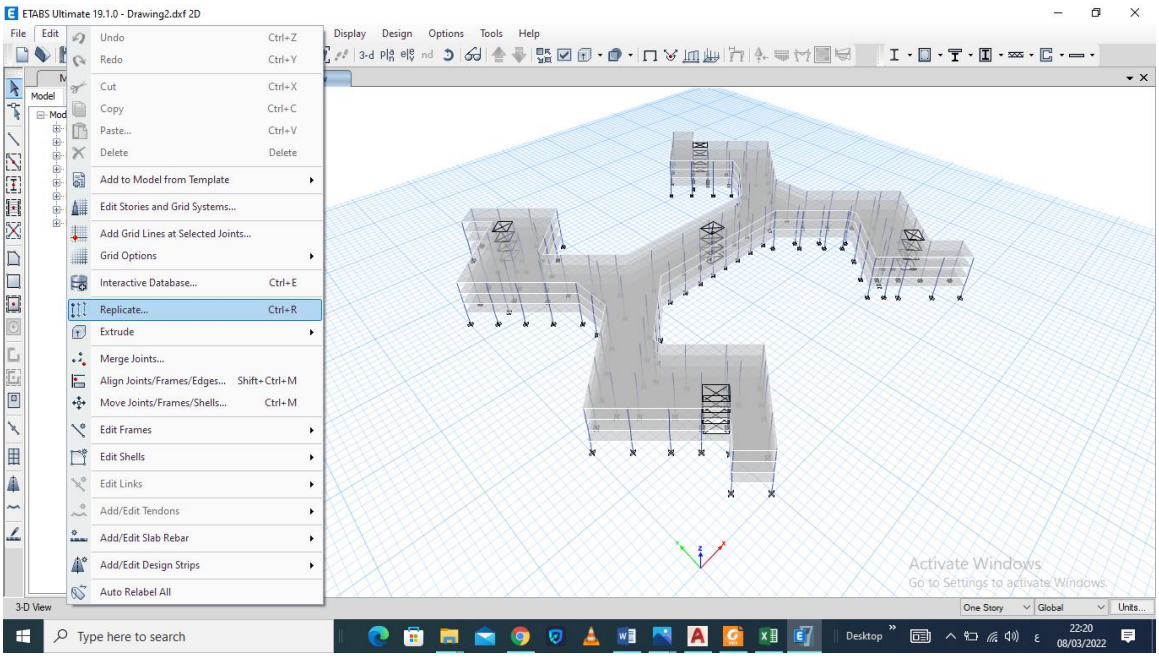
الشكل (4-9) يوضح شكل المبنى بعد الاستيراد من الاوتوكاد.



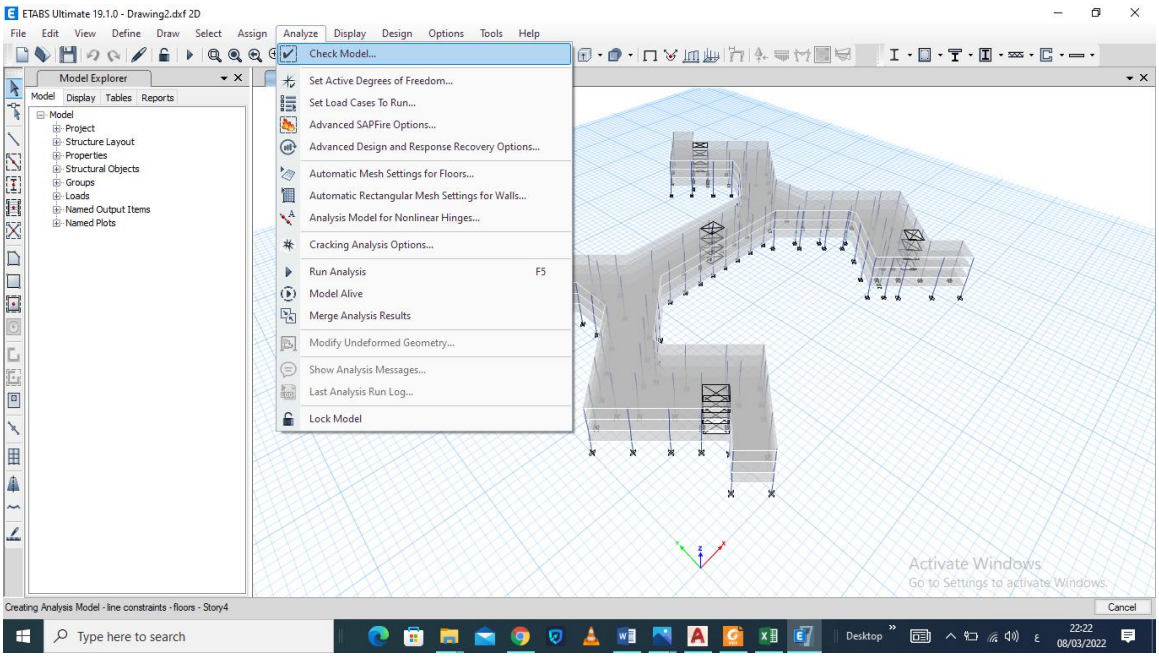
الشكل (4–10) يوضح كيفية عمل إسنادات المثبتة



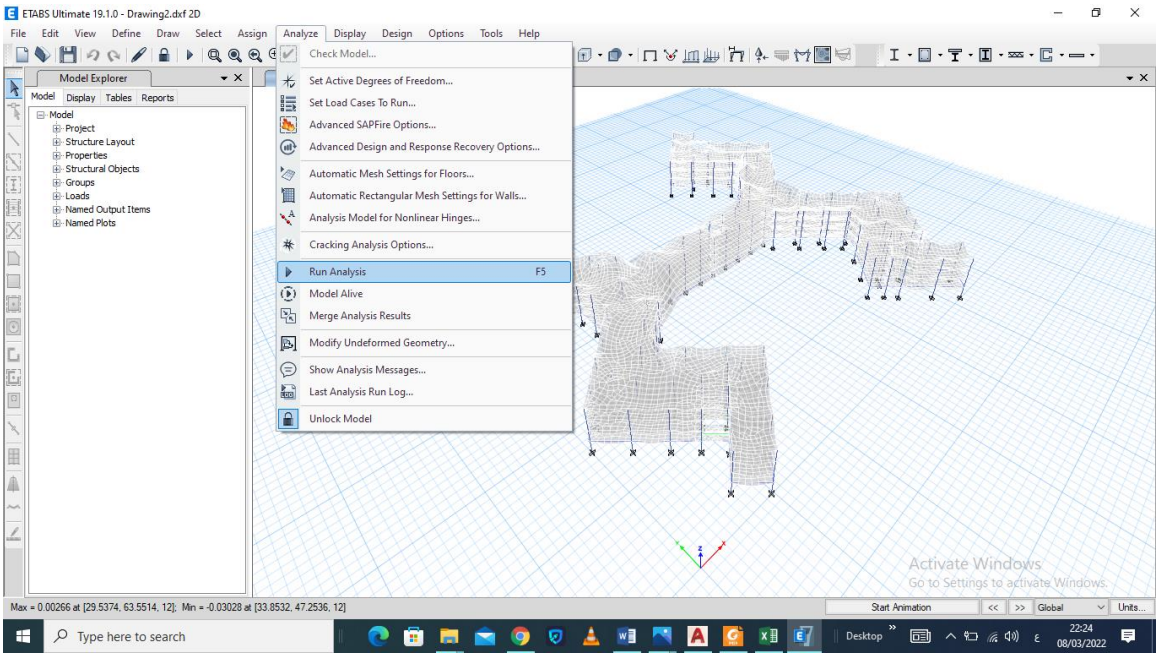
الشكل (4–11) يوضح طريقة توقيع الاحمال الحية والميتة والتشطيبات.



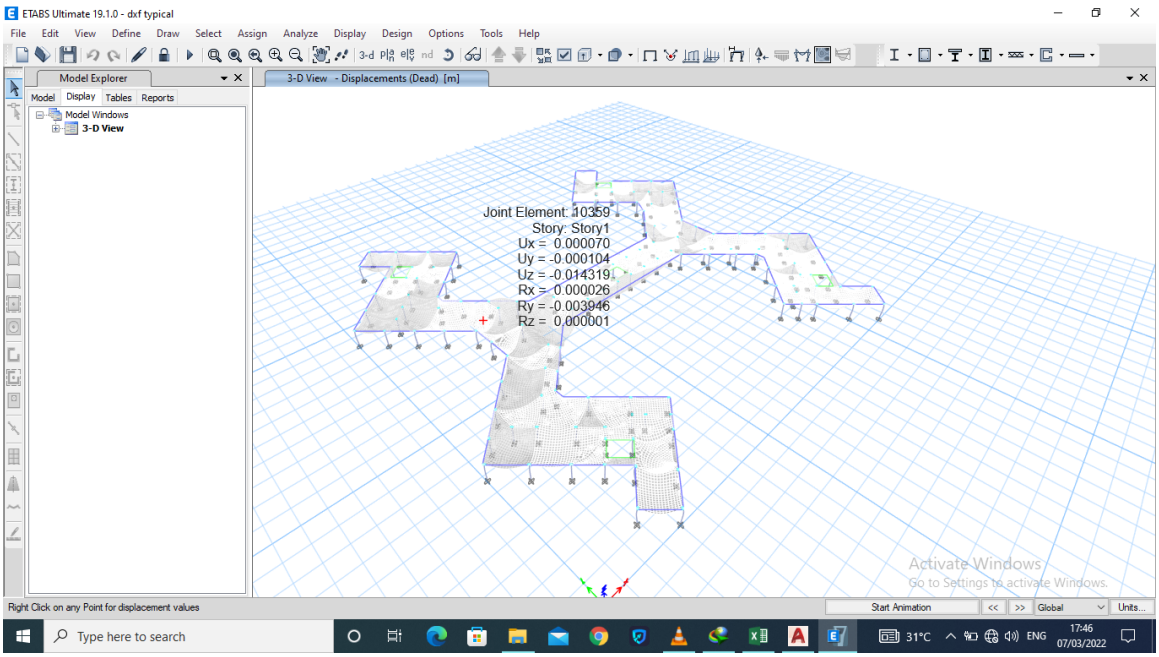
الشكل (4–12) يوضح طريقة عمل تكرار للطابق الأول لثلاثة طوابق أعلاه



الشكل (4–13) يوضح طريقة عمل فحص للشكل والتأكد من عدم وجود أخطاء



الشكل (4-14) يوضح كيفية عمل التحليل



الشكل (4-15) يوضح قيم الانحراف للبلاطات

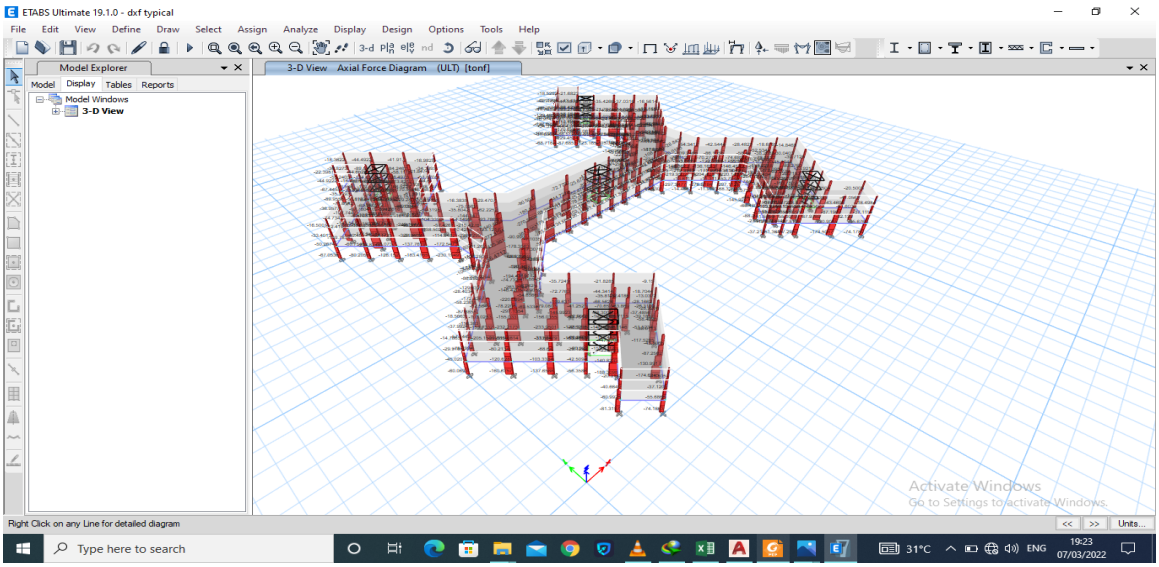
(4-2-2) نتائج التحليل من البرنامج للشكل أعلاه:

الجدول (4-1) يوضح قيم القوى المحورية على أعمدة الطابق الأرضي

Row Labels	Min of P
	0
C1	-18.4857
C10	-47.5535
C100	-19.4613
C101	-31.8838
C102	-46.929
C103	-59.68
C104	-21.2032
C105	-41.0585
C106	-49.6277
C107	-19.3824
C108	-32.8886
C109	-22.6765
C11	-24.5587
C110	-47.9831
C111	-37.6074
C112	-14.7951
C113	-16.7014
C114	-41.2075
C115	-35.0784
C116	-23.1664
C117	-12.5919
C118	-34.8344
C119	-38.3494
C12	-31.8402
C120	-82.3753
C121	-1.9296
C122	-2.0631
C123	-83.0329
C124	-85.4046
C125	-101.4851
C126	-21.0174
C127	-30.7731
C128	-45.1933
C129	-53.0048
C13	-38.1622
C130	-10.9707
C131	-66.52
C132	-51.3365
C133	-26.6134
C134	-146.5106
C135	-27.4604
C136	-69.7391
C137	-52.1978
C138	-43.9948
C139	-15.045
C14	-36.5667

C140	-18.6429
C15	-26.3117
C16	-63.9522
C17	-86.8679
C18	-40.2672
C19	-21.418
C2	-17.6822
C20	-81.5687
C21	-62.2034
C22	-77.5225
C23	-56.0759
C24	-49.4026
C25	-47.1648
C26	-46.1726
C27	-50.6395
C28	-36.1019
C29	-48.1057
C3	-18.2722
C30	-48.1912
C31	-48.3733
C32	-80.0356
C33	-44.1946
C34	-93.2064
C35	-94.0431
C36	-22.347
C37	-32.8294
C38	-48.0834
C39	-61.2635
C4	-22.9626
C40	-22.2914
C41	-42.0057
C42	-50.1735
C43	-20.2883
C44	-31.1688
C45	-24.1873
C46	-45.8392
C47	-39.648
C48	-11.7476
C49	-16.6672
C5	-37.7378
C50	-43.9845
C51	-37.3676
C52	-20.944
C53	-12.1864
C54	-37.2065
C55	-36.1212
C56	-86.2701
C57	3.0007
C58	2.9242
C59	-22.1755

C6	-50.0495
C60	-81.2919
C61	-83.6126
C62	-86.2185
C63	-18.2241
C64	-29.0879
C65	-43.309
C66	-55.3759
C67	-10.8088
C68	-33.4939
C69	-22.2476
C7	-19.0826
C70	-63.2767
C71	-52.8447
C72	-14.5511
C73	-112.4662
C74	-31.5163
C75	-82.3911
C76	-55.2385
C77	-42.846
C78	-14.6183
C79	-18.2045
C8	-45.1566
C80	-17.2368
C81	-24.2433
C82	-40.7227
C83	-48.336
C84	-20.0318
C85	-43.3131
C86	-23.6233
C87	-46.6616
C88	-21.6871
C89	-33.6008
C9	-21.4746
C90	-40.4953
C91	-38.7947
C92	-24.2376
C93	-62.245
C94	-93.3652
C95	-34.4821
C96	-13.7338
C97	-80.0037
C98	-59.2614
C99	-85.5373
Grand Total	**-146.5106**



الشكل (4-16) يوضح مخطط القوى المحورية للأعمدة.

جدول(4-2) يوضح قيم قوى القص في الأعمدة للطابق الأرضي

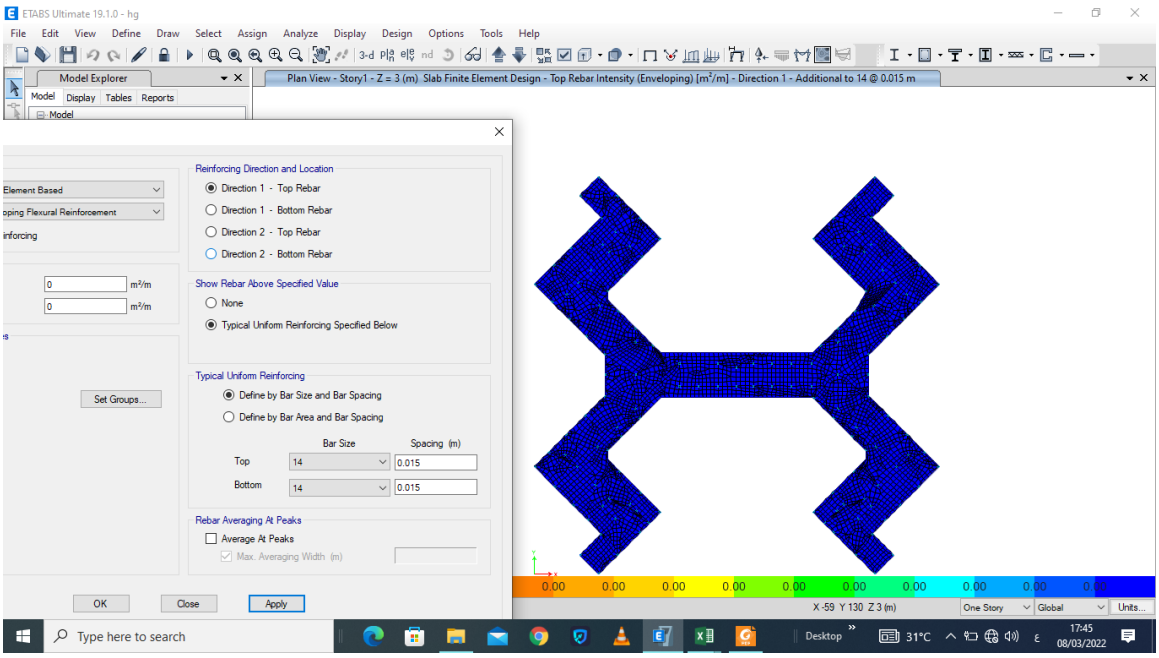
Row Labels	Max of V2	Max of V3
Grand Total	4.2459	3.4362

الجدول (4-3) يوضح العزوم وقوى القص في بلاطة الدور الأرضي

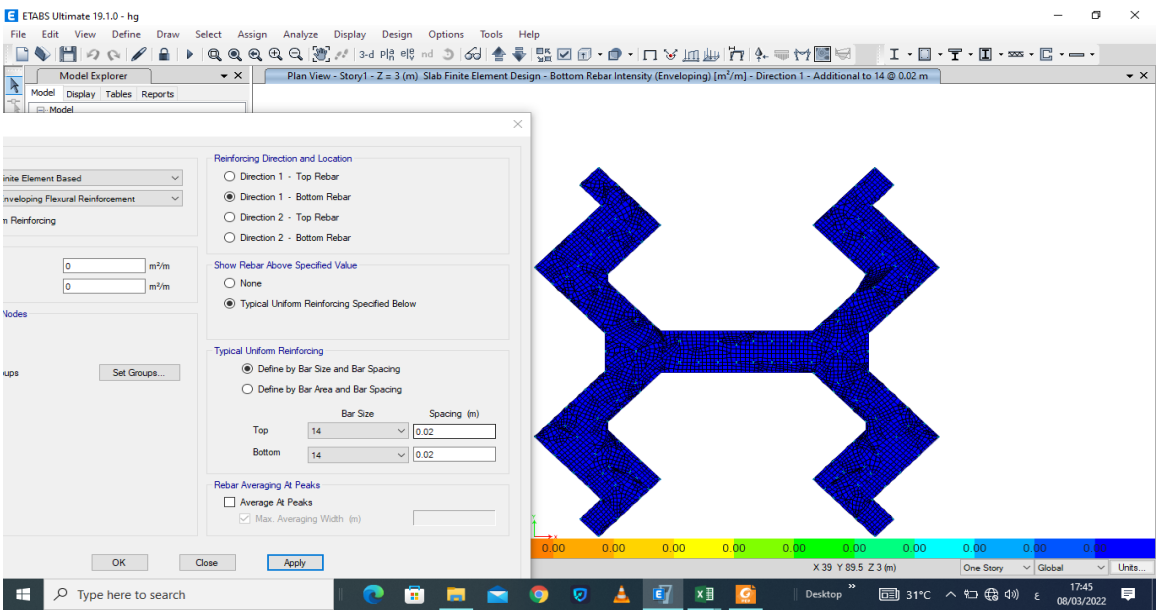
Row Labels	Max of M22	Max of M12	Count of MMax	Count of MMin	Max of V13	Max of V23
	0	0	1	1	0	0
Story1	37.6364	16.5203	17160	17160	867.026	331.589
Grand Total	**37.6364**	**16.5203**	**17161**	**17161**	**867.026**	**331.589**

ا.

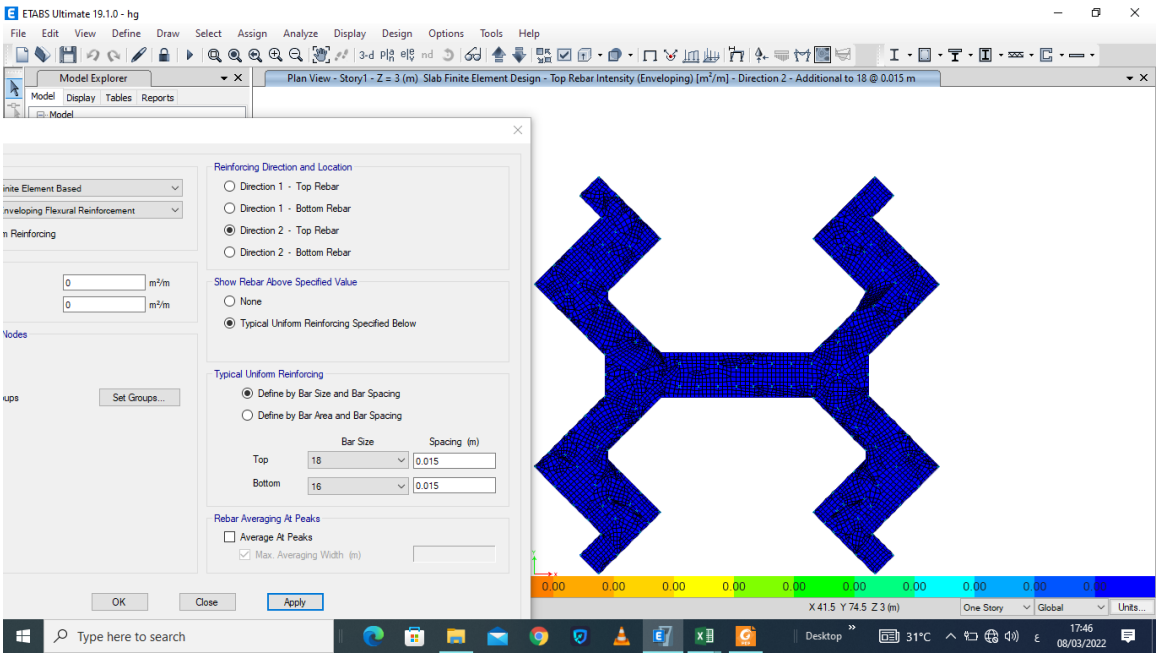
(4-2-3) نتائج التصميم للشكل أعلاه:



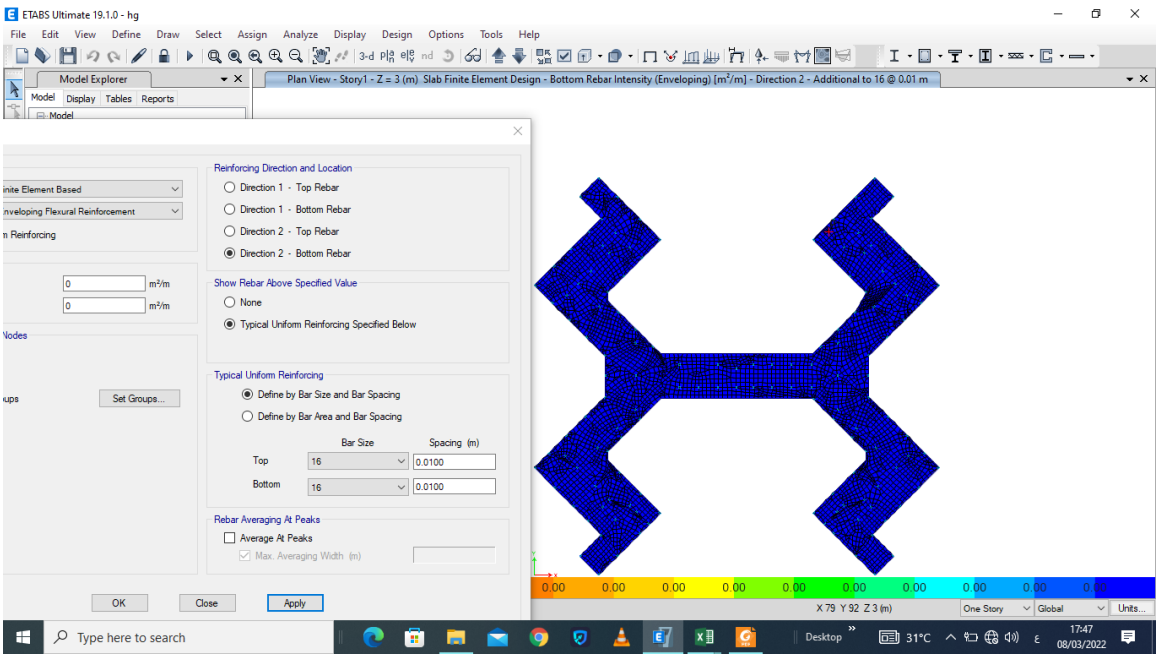
الشكل (4–17) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الأول.



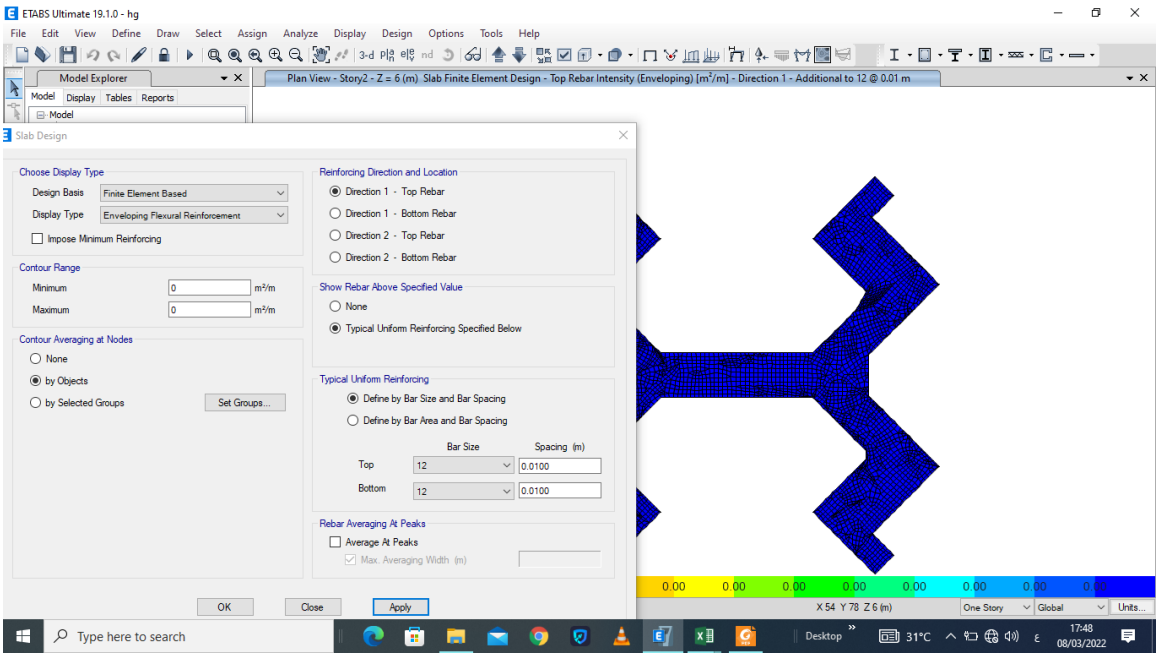
الشكل (4–18) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الأول.



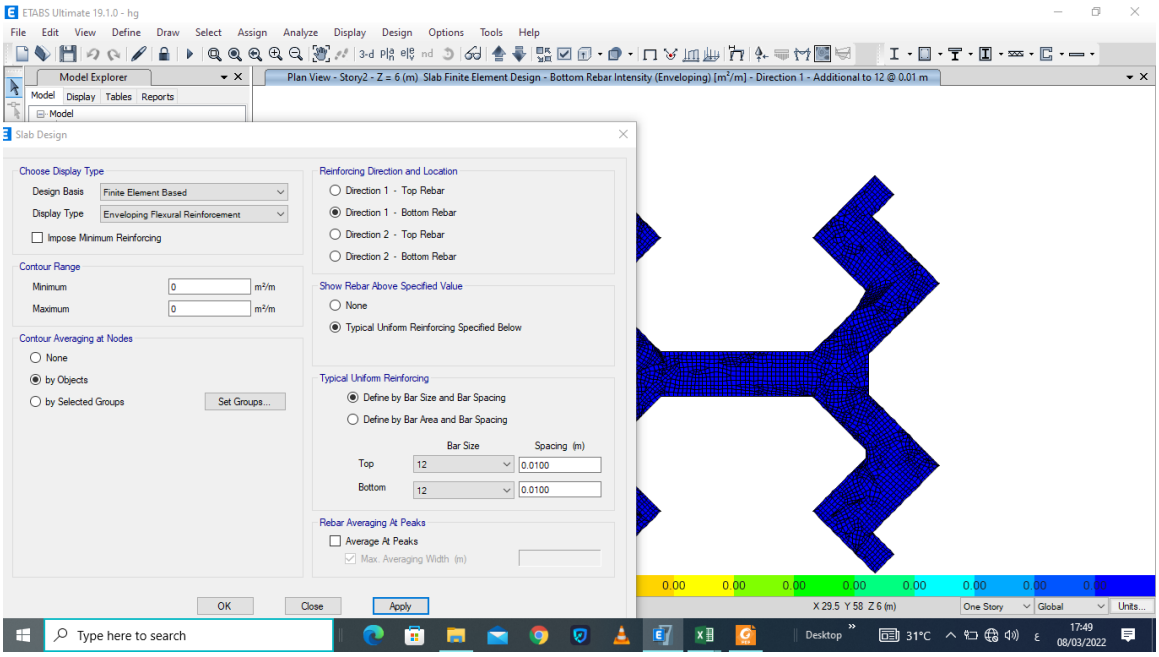
الشكل (4–19) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الأول.



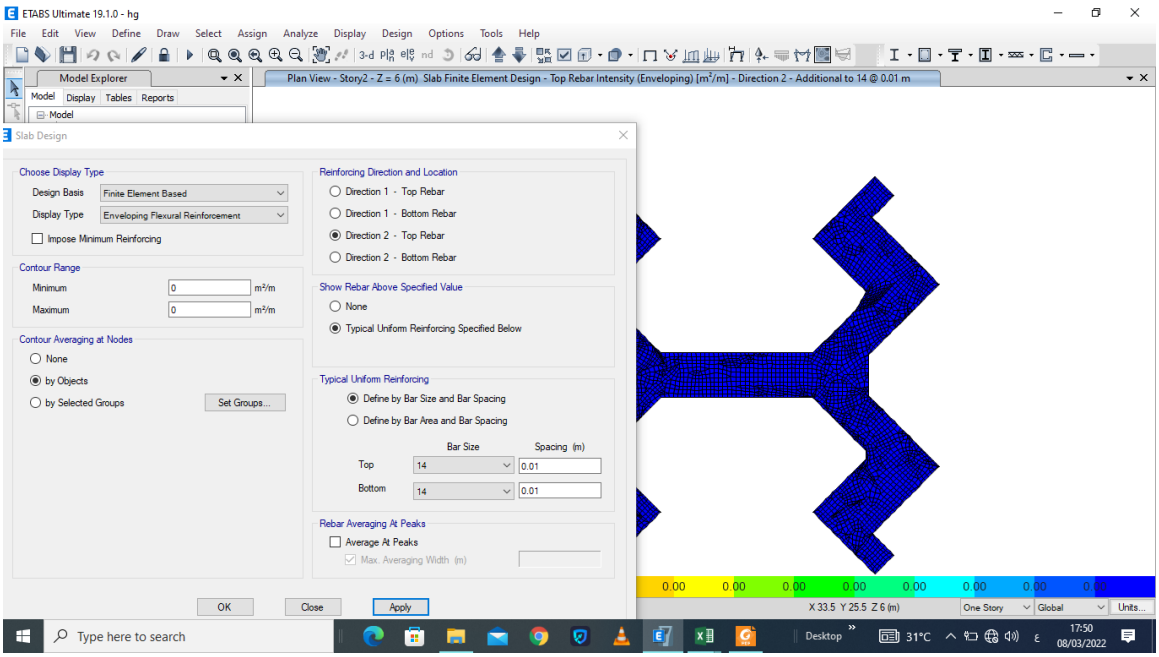
الشكل (4–20) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الأول.



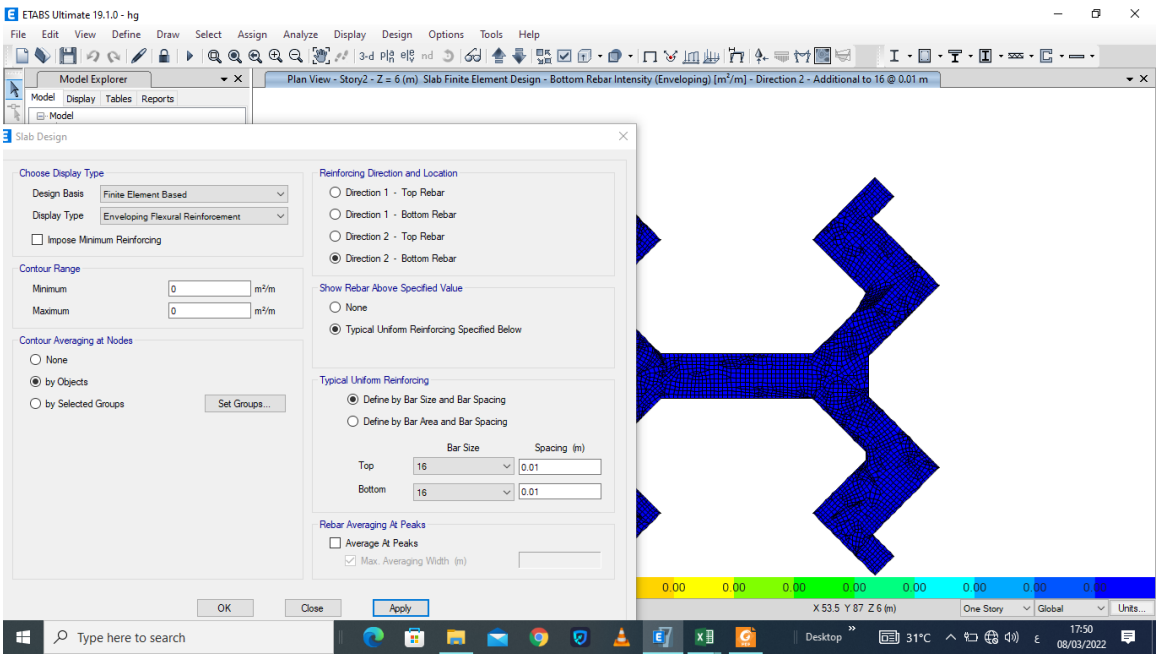
الشكل (4–21) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الثاني.



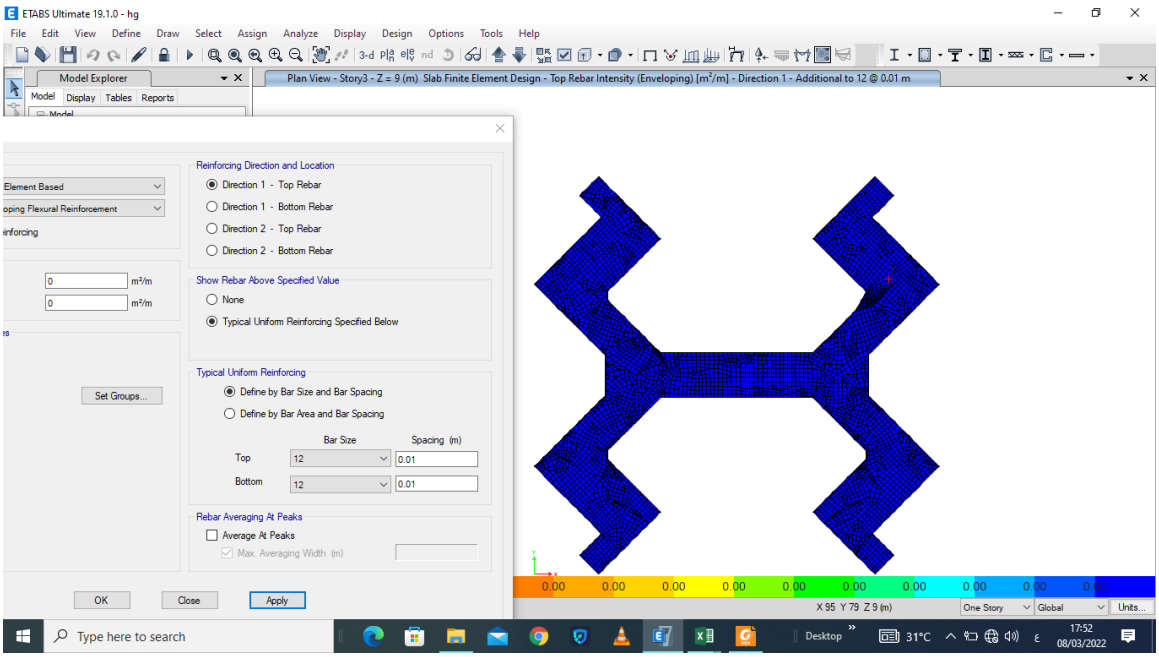
الشكل (4–22) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الثاني.



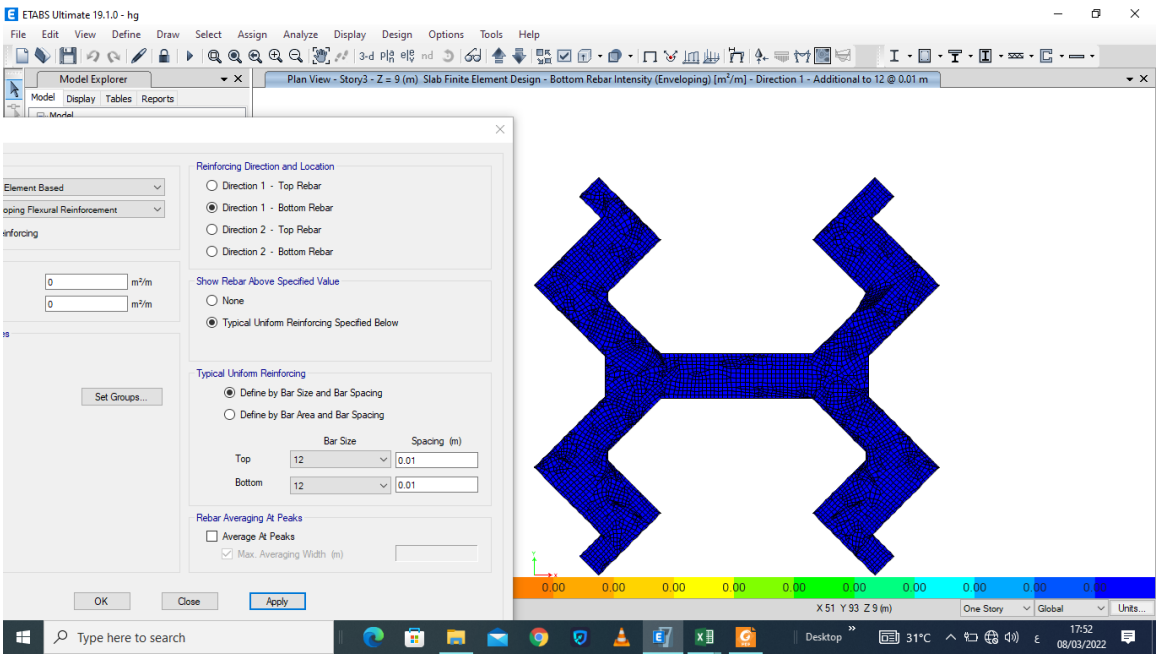
الشكل (4–23) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق الثاني.



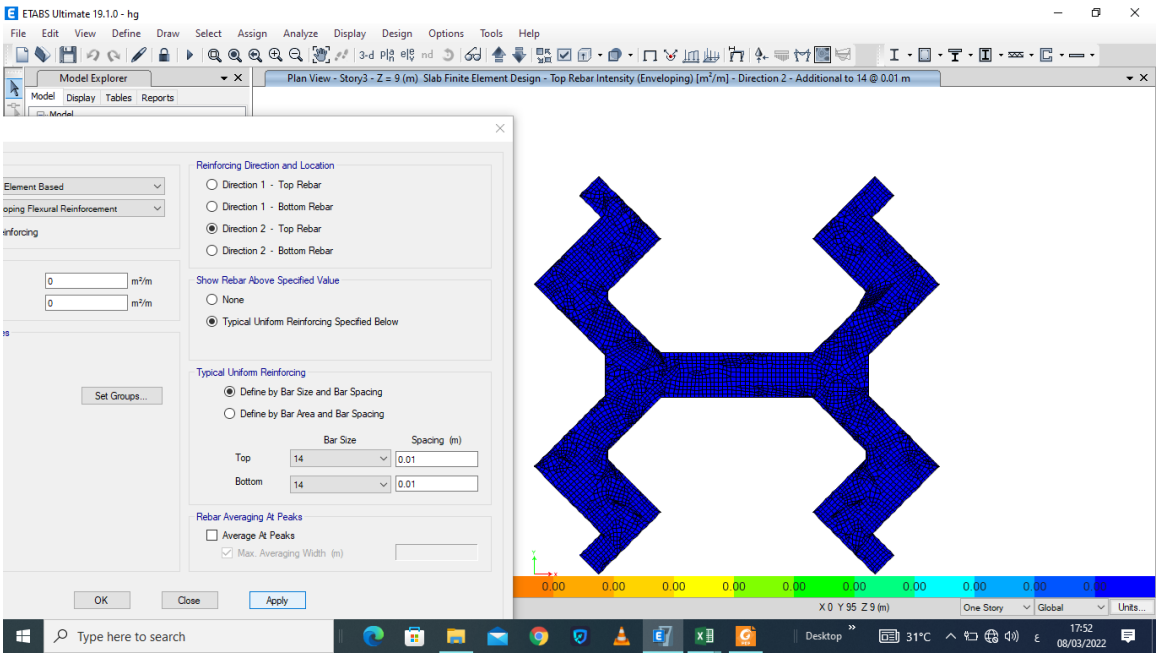
الشكل (4–24) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق الثاني.



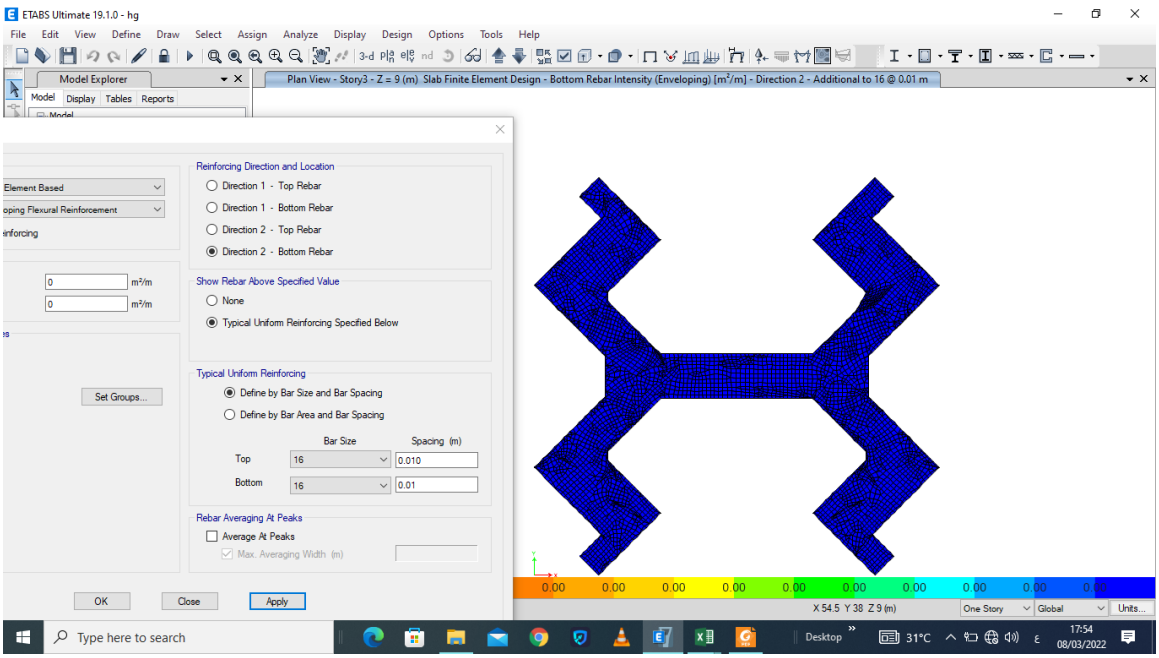
الشكل (4–25) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق المتكرر.



الشكل (4–26) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق المتكرر.



الشكل (4–27) يوضح حديد التسليح العلوي في اتجاه X لبلاطة الطابق المتكرر



الشكل (4–28) يوضح حديد التسليح السفلي في اتجاه Y لبلاطة الطابق المتكرر

الجدول (4–4) يوضح تصميم أعمدة الطابق الأرضي

* Design of Rectangular Columns

*** Project :**

Concrete	F_{cu} =	300	kg/cm^2
Steel	F_y =	3600	kg/cm^2

Col.	Ult. Load N_u (ton)	desired μ %	dim of column b (cm)	dim of column t (cm)	As (cm^2)	Reinforcement
1	130	1	25	45	11.25	8 ϕ 14
		1.3	25	45	14.63	10 ϕ 14
		1.6	25	40	16.00	11 ϕ 14
2	100	1	25	35	8.75	6 ϕ 14
		1.3	25	35	11.38	8 ϕ 14
		1.6	25	35	14.00	10 ϕ 14
3	50	1	25	20	5.00	4 ϕ 14
		1.3	25	20	6.50	5 ϕ 14
		1.6	25	20	8.00	6 ϕ 14

الفصل الخامس

الخلاصة والتوصيات

5-1 الخلاصة:

1. تم تصميم المبنى الخرساني المتعدد الطوابق باستخدام بلاطة خرسانية (Flat slab)، وبعد إجراء التحليل الانشائي اللازم للعناصر الإنشائية للتأكد من مقدرتها لتحمل الأحمال الواقعة عليها، وذلك باستخدام المدونة البريطانية (B.S 8110 -1997 part 1 & 2)، ونظرية توزيع العزوم، ومن هذه التحاليل الانحراف، والقص، وكانت نتائج التحاليل لهذه العناصر متوافقة مع المدونة البريطانية.

2. تم التحليل والتصميم للهيكل الخرساني متعدد الطوابق للمبنى موضع الدراسة، يدوي(Manual)، وباستخدام برنامج الايتابس (Etabs).

3. وفقآ للنتائج المستخرجة اعتمادا على المدونة البريطانية ونظرية توزيع العزوم والنتائج المستخرجة من التصميم اليدوي وجدت نسبة تقارب كبيرة مع القيم المستخرجة عبر برنامج الايتابس كما في الجدول التالي:

التصميم باستخدام Etabs	التصميم اليدوي	العنصر الإنشائي	
Provide {ϕ12 @ 150 mm}	Provide {θ12 @ 250 mm}	+ (الشريحة المسندية التسليح في الاسفلBottom)	البلاطة
Use {θ14 @ 200 mm}	Use {θ12 @ 500 mm}	+ (الشريحة الوسطية التسليح في الاسفلBottom)	
Use {θ14 @ 150 mm}	se {θ12 @ 220 mm}	– (الشريحة المسندية التسليح في الأعلى)	
Use {θ12 @ 300 mm}	Use {θ12 @ 500mm}	الشريحة الوسطية العزم السالب التسليح في الاعلىTop	
Use {8Ø14 mm}	**Use {6Ø14 mm}**	تسليح العمود الوسطي في الطابق الأرضي	

5-2 التوصيات:

1. نوصي باستخدام البرامج الهندسية في التصميم والتحليل الإنشائي.
2. نوصي باستخدام التصميم بالطرق اليدوية للمنشأت الصغيرة والبرامج الهندسية للمنشأت الضخمة.
3. نوصي بتصميم المبنى موضوع الدراسة باختيار نظام بلاطات مختلف عن نظام المتبع في البحث (Flat slab).

➢ References :

1. W.H.Mosley, J.H.Bungey @ R.Hulse – Reinforced Concrete Design, Fifth Edition – Macrillan Ltd–London.

2. WWW.Wikipedia.Com

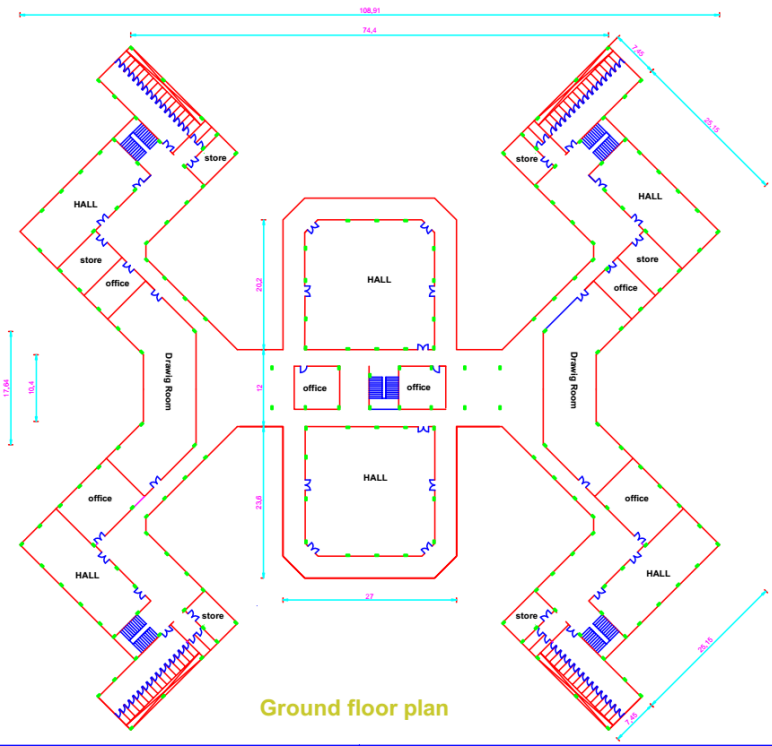
3. BS 6399 –1997– Part 1

➢ **المراجع العربية:**

1. أ.د مهندس/ السيد عبد الفتاح القصبي– هندسة الأساسات – دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع – 2000.

2. أ- د/ محمود إمام – د/ محمد أمين - خواص المواد واختباراتها

المـــــلاحق



Ground floor plan

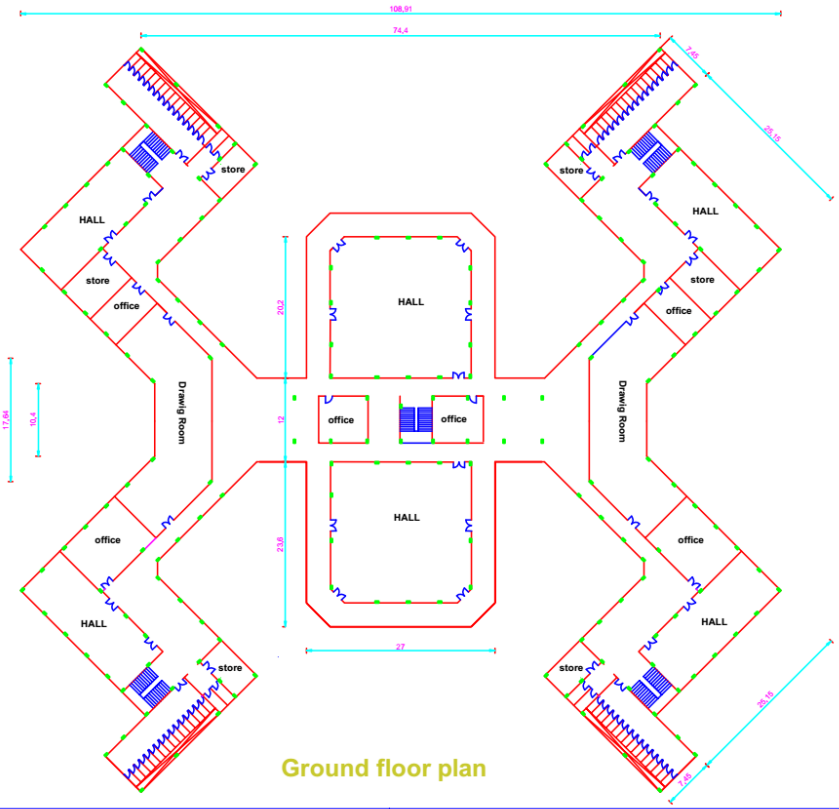
اعداد الطلاب

عبدالواحـــد عبـــدالله يحـــيى

مصـعب محمـد علـي عبدالماجـد

محمـــد عبـــدالله علـــي عبـــدالله

إشـراف الـدكتور : سـيد أحمـد



Ground floor plan

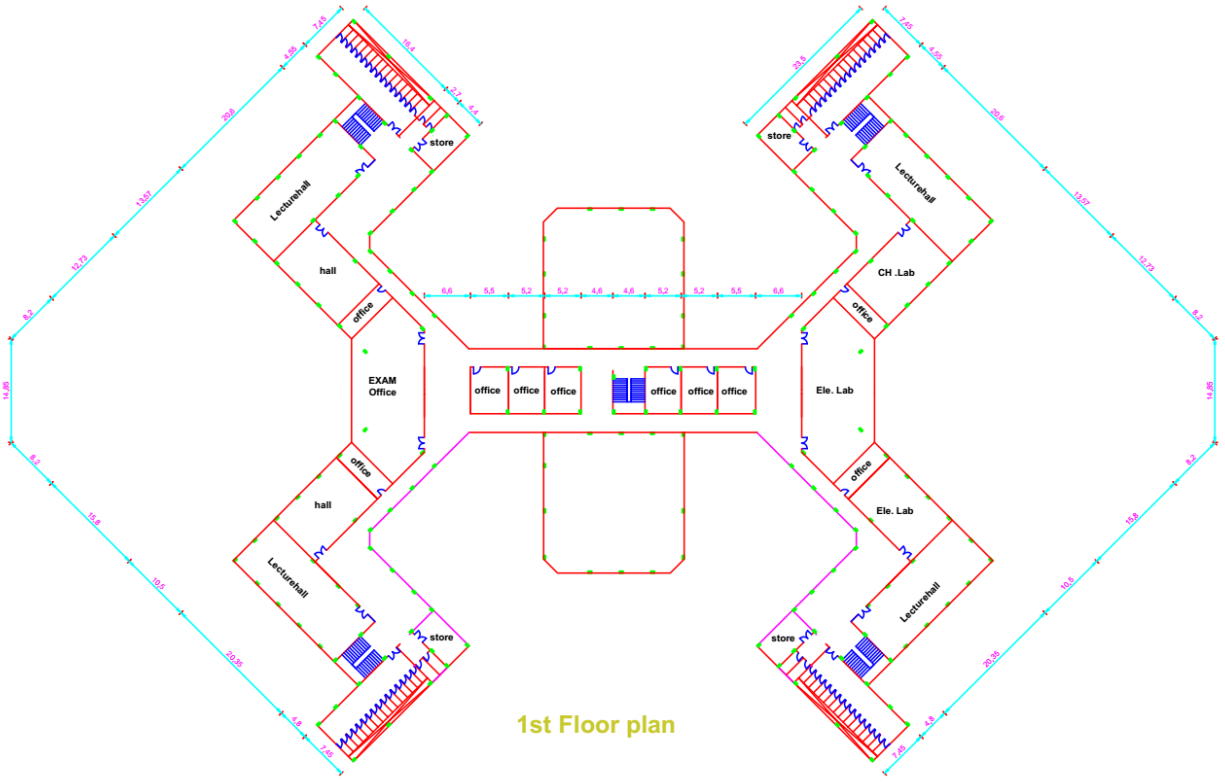
اعداد الطلاب

عبدالواحد عبدالله يحيى

مصعب محمد علي عبدالماجد

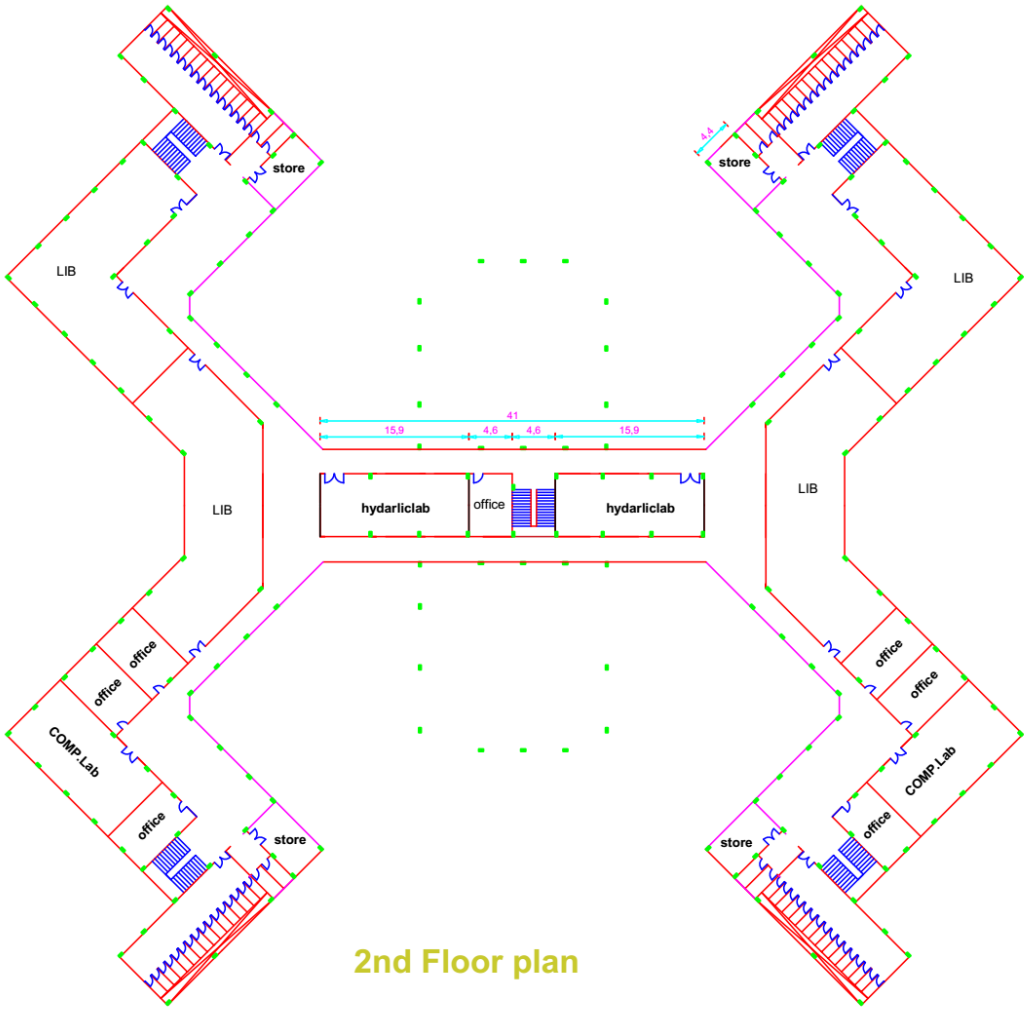
محمد عبدالله علي عبدالله

إشراف الدكتور : سيد أحمد



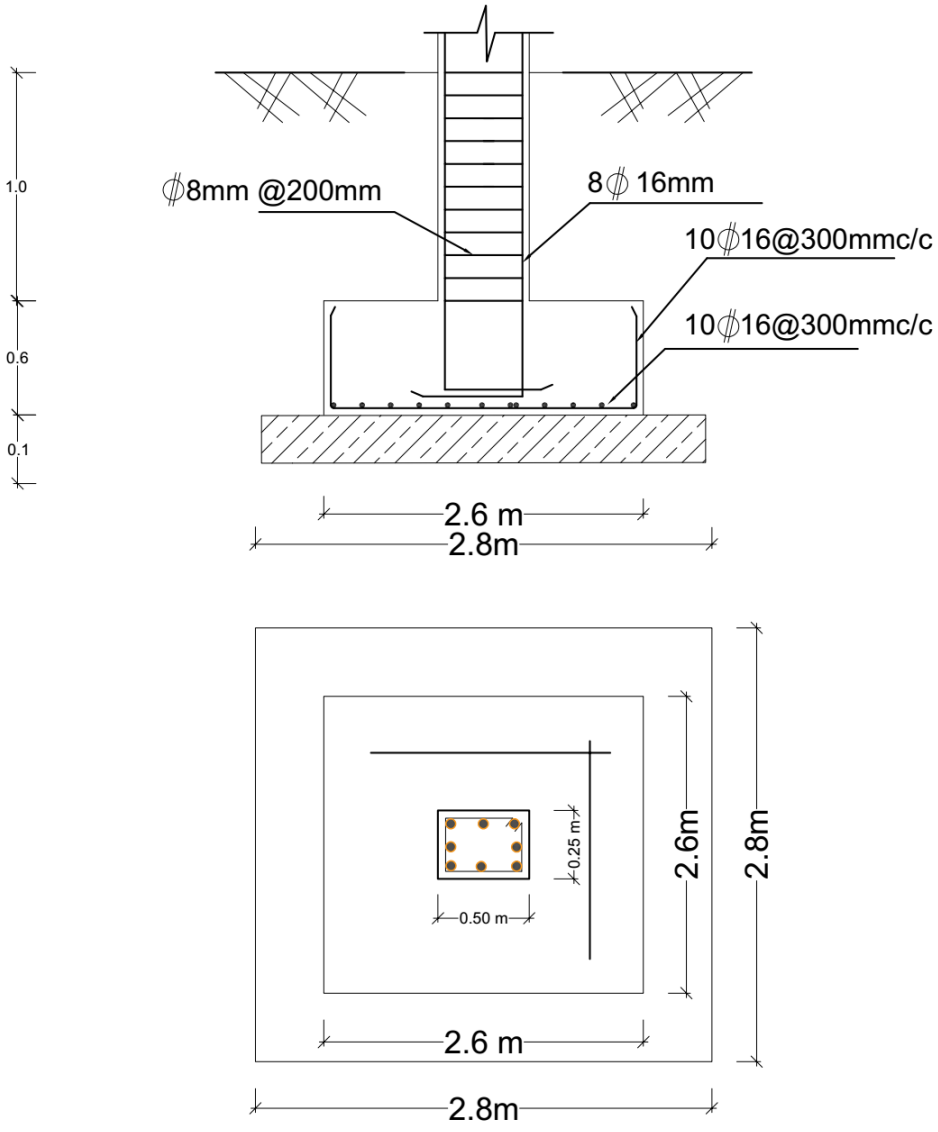
1st Floor plan

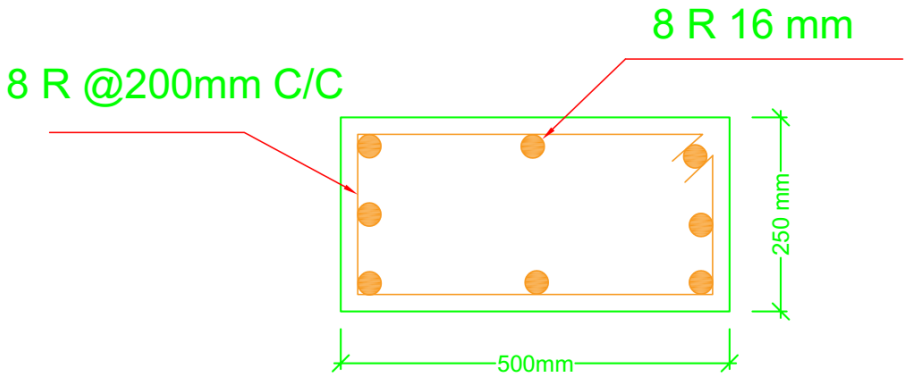
إشـراف الـدكتور : سـيد أحمـد	اعداد الطلاب عبدالواحـــد عبـــدالله يحـــيى مصـعب محمـد علـي عبدالماجـد محمـد عبـدالله علـي عبـدالله



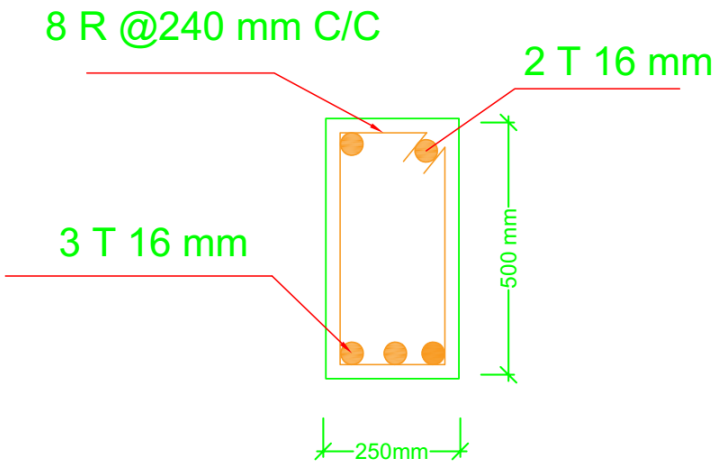
2nd Floor plan

اعداد الطلاب عبدالواحد عبدالله يحيى مصعب محمد علي عبدالماجد محمد عبدالله علي عبدالله	إشراف الدكتور : سيد أحمد

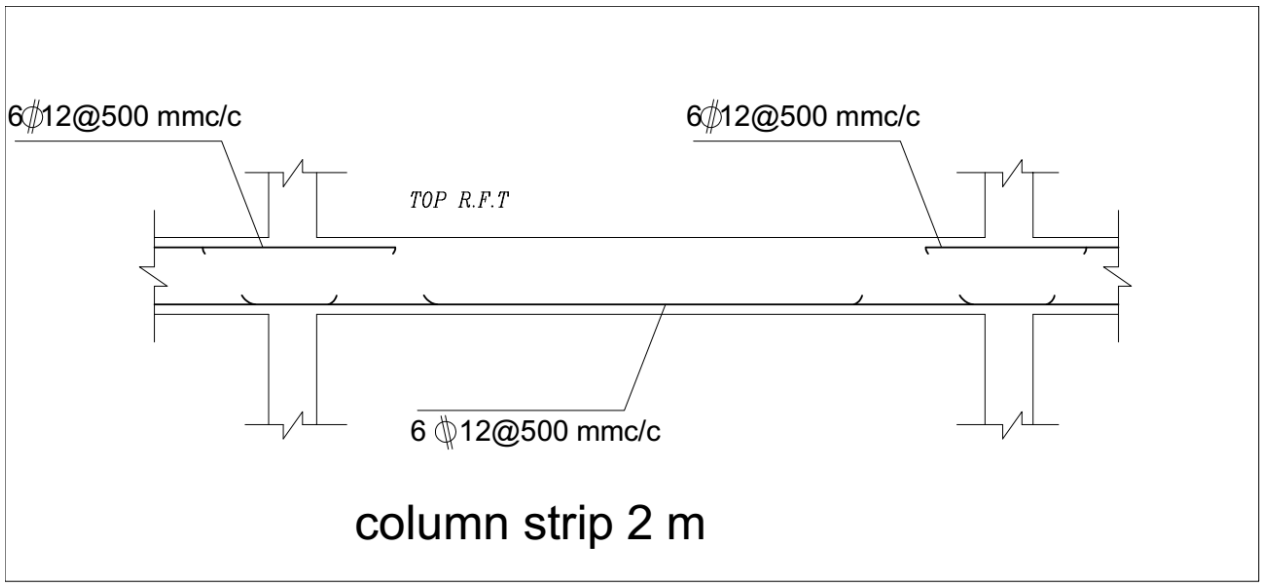

1.0
0.6
0.1
ϕ8mm @200mm
8ϕ 16mm
10ϕ16@300mmc/c
10ϕ16@300mmc/c
2.6 m
2.8m
0.25 m
0.50 m
2.6m
2.8m
2.6 m
2.8m

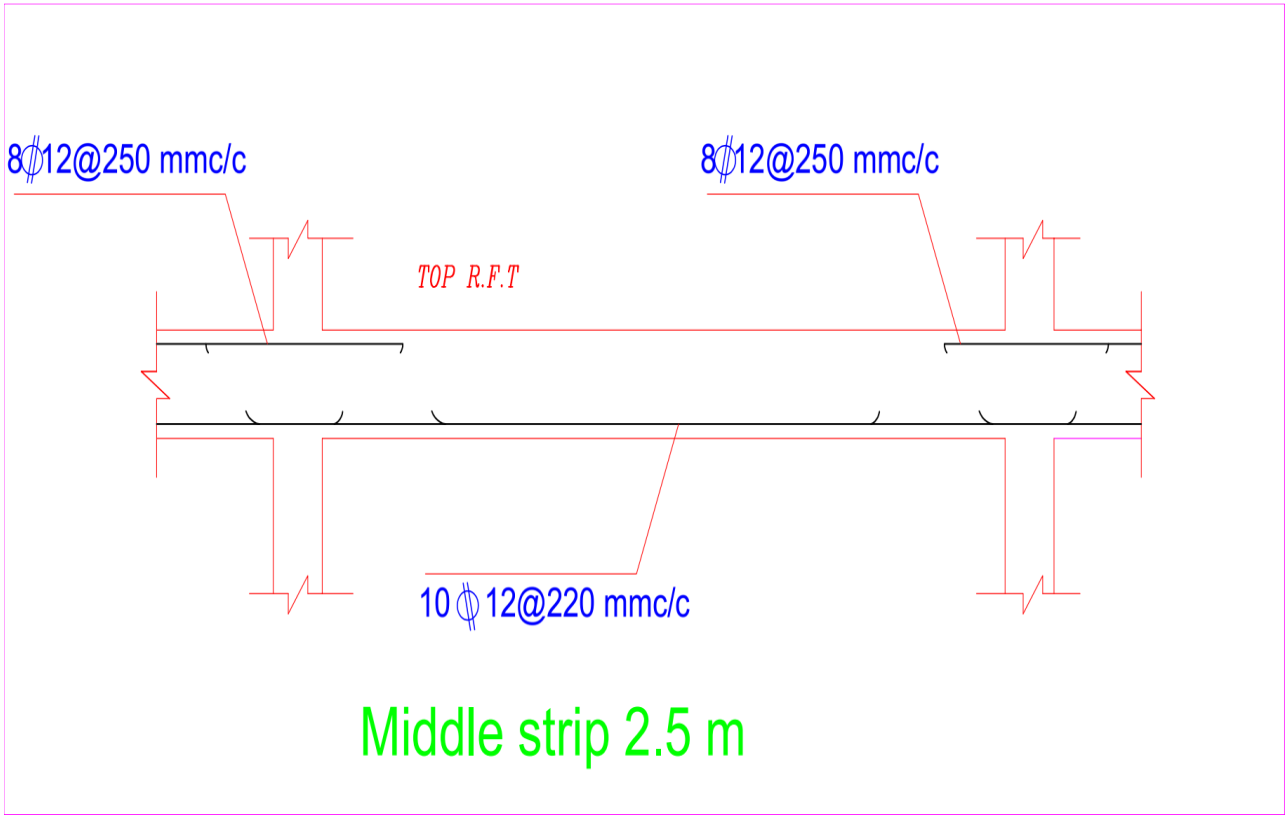


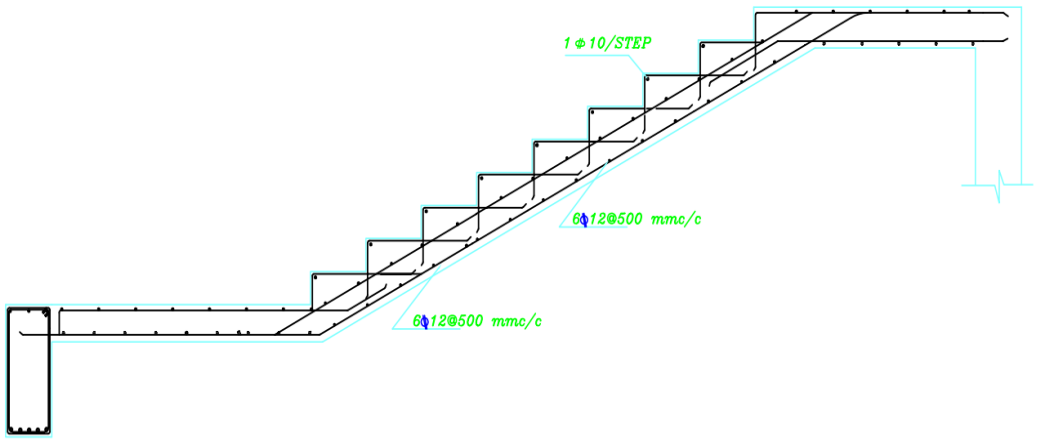
Column

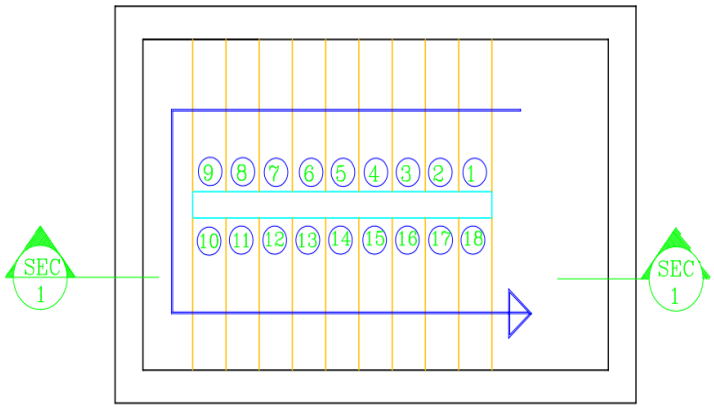


Beam


6Ø12@500 mmc/c
6Ø12@500 mmc/c
TOP R.F.T
6 Ø12@500 mmc/c
column strip 2 m


8Ø12@250 mmc/c
8Ø12@250 mmc/c
TOP R.F.T
10 Ø12@220 mmc/c
Middle strip 2.5 m


1 ϕ 10/STEP
ϕ12@500 mmc/c
ϕ12@500 mmc/c


9 8 7 6 5 4 3 2 1
10 11 12 13 14 15 16 17 18
SEC 1
SEC 1

STAIRS