Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–
ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ
КАЗАХСТАН

АРҚАЛЫҒЫ ЖОҚ АРАҚАБЫРҒАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ ЖОБАЛАУ

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

ҚР НТҚ 02-01-1.6-2013
(ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011)
НТП РК 02-01-1.6-2013
(к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011)

Ресмибасылым
Издание официальное

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті

Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами
Министерства национальной экономики Республики Казахстан

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

1	**ӘЗІРЛЕГЕН:**	«ҚазҚСҒЗИ» АҚ
2	**ҰСЫНҒАН:**	Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
3	**ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:**	Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
4	**ЕНГІЗІЛДІ:**	Алғашқы рет

ПРЕДИСЛОВИЕ

1	**РАЗРАБОТАН:**	АО «КазНИИСА»
2	**ПРЕДСТАВЛЕН:**	Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3	**ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:**	Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
4	**ВВЕДЕН:**	Впервые

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан.

МАЗМҰНЫ

Кіріспе IV
1 Қолданылу саласы 1
2 Нормативтік сілтемелер 1
3 Терминдер мен анықтамалар 2
4 Белгілеулер және өлшім бірлектері 4
4.1 Белгілер 4
4.2 Өлшем бірліктері 8
5 Материалдар 9
5.1 Бетонға қойылатын талаптар 9
5.1.1 Жалпы ережелер 9
5.1.2 Бетонның сығылуға беріктігі бойынша класы, оларға сәйкес сипаттамалық және есептік кедергілер 9
5.2 Арматураға қойылатын талаптар. Алдын ала кернелмеген конструкцияларға арналған арматура 11
5.2.1 Арматураның қолданылатын кластары 11
5.2.2 Арматураның сипаттамалық және есептік кедергілері 11
5.2.3 Арматураның деформациялық сипаттамалары 12
6 Арқалықсыз жабындар 13
6.1 Жалпы ережелер 13
6.2 Эквиваленттік жақтаулар әдісімен есептеу 14
6.3 Есептеу мысалдары 18
6.3.1 Үлестірілген иілу моменттерден аражабындар плиталары жақтауларын есептеу 21
6.3.2 Ұстынды есептеу 23
7 Жаншылу (жергілікті кесілу) 30
7.1 Жалпы ережелер мен анықтамалар 30
7.2 Плитаның майысуын есептеу 36
7.3 Арқалықсыз аражабындар конструкциясы 46
7.3.1 Ұстындар 46
7.3.2 Әсембағандар 46
7.3.3 Баулайтын арқалықтар 46
7.4 Арқалықсыз жалпақ (әсембағансыз) аражабындар 47
7.5 Арқалықсыз аражабындарды құрылымдау 49
7.5.1 Ішкі ұстындар аймағындағы арқалықсыз аражабындар 49
7.5.2 Шеткі және бұрыштық ұстындар аймағындағы арқалықсыз аражабындар 49
7.5.3 Майысу аймағындағы көлденең арматура 50
А Қосымшасы (*ақпараттық*) Арматура кластары белгіленулерінің сәйкестігі 55
Б Қосымшасы (*ақпараттық*) Жылжығыштық және шөгу деформациялары 56
В Қосымшасы (*ақпараттық*) Есептеу мысалдары 59
Г Қосымшасы (*ақпараттық*) Көтергіш қабілеттері 67
Библиография 92

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құрал «Қазақ құрылыс және сәулет ғылыми-зерттеу және жобалау институты» Акционерлік қоғамы («ҚазҚСҒЗЖИ» АҚ) әзірледі.

Осы курал «Арқалықсыз аражабындарды есептеу және жобалау» ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 «Темірбетон конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттар ережелері» дамуы үшін әзірленген.

2011 жылдың 1 шілдесінен бастап Қазақстан Республикасының бірінші құрылыс нормалары ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 «Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1 бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер» (2.03.01-84* ҚНжЕ орнына) күшіне енгізілді, ондағы ережелер 30 жылға дерлік уақыт бойы жаңартылмай келген, осыған байланысты оның бірқатар тараулары нақтылауды, толықтыруларды немесе толық қайта әзірлеуді талап етеді.

Құралда арқалықсыз аражабындарды есептеу және жобалау кезінде басшылыққа алынуы қажет ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 қағидалары мен негізгі талаптары келтірілген. Арқалықсыз плиталар үшін иілу моменттерін жеңілдетілген тәсілмен таратудан көрінетін эквивалент жақтаулар әдісі бойынша арқалықсыз аражабындар есебі берілген. Плиталар мен бағаналар есебі ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 келтірілген әдістемелерге сәйкес жүргізілген. Негізгі назар плиталардың қысымды сығылу есебін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 әдістемесі бойынша есептеуге көңіл бөлінген. Арқалықсыз аражабындарды есептеу мысалы келтірілген. Сонымен қатар, құралда терминдер мен анықтамалар, бетондар және арматура болаттарының кластары, беріктік және деформациялық сипаттамалары берілген.

Осы нормативтік-техникалық құрал инженерлік-техникалық жұмысшыларға, жобалық өнімге тапсырыс берушілерге, оқытушыларға және жоғары оқу орындарының студенттеріне арналған.

Осы нормативтік-техникалық құрал Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде қолдану үшін енгізіледі.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

АРҚАЛЫҒЫ ЖОҚ АРАҚАБЫРҒАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ ЖОБАЛАУ

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал қалыпты бетоннан дайындалатын және Қазақстан Республикасының климаттық жағдайларында қолданылатын, жергілікті қалыңдату-капительдер (немесе капительдерсіз) көмегімен оларды ұстап отыратын бағаналармен тығыз байланыстырылатын тегіс плиталардан түзілген жазық темірбетон аражабындар түріндегі арқалықсыз конструкциялардан тұратын тағайындамасы әртүрлі ғимарат қаңқаларын жобалауға таралады.

Әрбір нақты жағдайда арқалықсыз конструкцияларды қолданудың мақсаттылығы конструкцияларды пайдалану жағдайларын есепке ала отырып, ал бағаналар торы 6 м × 6 м асатын ғимараттарда өндірістік аудандарды пайдалану тиімділігінің артуын есепке ала отырып техникалық-экономикалық талдау негізінде белгіленеді. Тиісті дәйектеу жағдайында монолит арқалықсыз конструкцияларды қолдануға болады.

1.2 Осы нормативтік-техникалық құрал гидротехникалық құрылыстардың бетонды және темірбетонды құрылыстарын, көпірлерді, көлік тоннелдерін, үймелер астындағы құбырларды, автомобиль жолдары мен аэродром төсемдерін жобалау кезінде қолданылмайды.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралда төмендегі нормативтік құжаттарға сілтемелер қолданылған:

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Темірбетон құрылыстарын жобалау. 1-1 бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер.

НТҚ-02-02-2011 ҚР нормативтік-техникалық құралы «Арматураны алдын-ала кернеулей отырып, ауыр бетоннан жасалған және темірбетон конструкцияларды жобалау».

ҚР СТ ISO 3898-2011 Конструкциялардың көтергіш элементтерін жобалау (және есептеу) негіздері. Терминдер мен анықтамалар. Жалпы символдар (қысқартулар мен шартты белгілер).

ҚР СТ EN 206-1-2011 Бетон. 1-бөлім. Техникалық талаптар, көрсеткіштер, өндірісі және сәйкестік.

ҚР СТ СТБ 1704-2011 Темірбетон конструкцияларына арналған арматура. Техникалық шарттар.

ГОСТ 5781 Темірбетон конструкцияларын арматуралауға арналған ыстықтай тапталған болат. Техникалық шарттар.

ГОСТ 6727 Темірбетон конструкцияларын арматуралауға арналған суықтай тартылған төмен көміртекті болаттан жасалған сым. Техникалық шарттар.

ГОСТ 10884 Кезеңдік профильді термомеханикалық және термиялық беріктендірілген арматуралық болат. Техникалық шарттар.

Ескертпе – Осы нормативті-техникалық Құралды қолданған кезде сілтеме жасалатын құжаттардың әрекетін жыл сайын ағымдағы жыл жағдайына құрастырылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында қолданыстағы сәулет, қала құрылысы және құрылыс салаларындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізімі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар көрсеткіші» және «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» бойынша тексерген жөн. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативті қолданған кезде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу қажет. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылмай өзгертілген болса, онда оған сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлімде қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы нормативтік-техникалық құралда төмендегі терминдер тиісті анықтамаларымен келтірілген:

3.1 Арматура: Темірбетон конструкциясында созылатын (көбінесе) және сығылатын күштерті қабылдауға арналған сызықтықпен созылған элементтер. Ғимараттар мен құрылыстарда болат арматураны сым, шыбық және ширатылған арқан түрінде қолданады.

3.2 Конструктивті арматура: Конструктивті ұғыныстар бойынша есептеусіз орнатылатын арматура.

3.3 Жұмыстық арматура: Есеп бойынша белгіленетін арматура.

3.4 Арматуралық қаңқа: Арматуралық торларды немесе жекелеген шыбықтарды жалғау арқылы жасалған көлемді арматуралық элемент. Арматуралық торлардың жалғану және өзара орналасу тәсілі жобалық құжаттама талаптарына сәйкес келу керек.

3.5 Созылуға беріктілігі бойынша арматура класы: Оның механикалық қасиеттерін тиісті стандарттар талаптарына сәйкес сипаттайтын, St әрпімен (мысалы, St500) және арматураның сипаттамалық кедергісіне сәйкес келетін санмен белгіленетін көрсеткіш МПа-мен (Н/мм^2).

3.6 Бетонның беріктілігі бойынша класы: Бетонның сапасын сипаттайтын, осьтік сығылуына кепілдік беріктілігіне сәйкес келетін, С әрпімен және сипаттамалық кедергі мен кепілдік беріктілік мәндерін Н/мм^2 (МПа) білдіретін сандармен, мысалы, С12/15 (сызықтың алдында - f_{ck}, Н/мм^2 сипаттамалық кедергінің мәні, сызықтан кейін – бетонның $f^{G}_{c,cube,}$ Н/мм^2 кепілдік беріктілігі) белгіленетін сандық шама.

3.7 Бетон конструкциялары: Бетоннан арматурасыз немесе конструктивті ұғыныстар бойынша орнатылатын және есептеулерде ескерілмейтін конструциялар; бетон конструкцияларындағы барлық әсер етулерден жасалатын есептік күштерді бетон қабылдау керек.

3.8 Темірбетон конструкциялары: Жұмыстық және конструктивті арматурасы бар бетоннан жасалған конструкциялар (арматураланған бетон конструкциялары); арматураланған бетон конструкцияларларындағы барлық әсер етулерден есептік күштерді бетон және жұмыстық арматура қабылдау керек.

3.9 Арматураға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті γ_s: Арматура болатының физикалық немесе шарттық аққыштық шегінің $f_{yk}(f_{0,2k})$-дан төмен болуы мүмкін ауытқуларын, сондай-ақ өзек қимасы өлшемдерінің ауытқуларын ескеретін коэффициент.

3.10 Бетонға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті γ_c: Бетонның f_{ck}, f_{ctk} беріктілігінің сипаттамалық мәндерден төмен ауытқу мүмкіндігін, қималардың геометриялық өлшемдеріндегі ауытқуларды (рұқсат етілген ауытқулардан аспайтын) және бетонның тәжірибелік үлгілерде анықталатын беріктілігі мен бетон конструкциялары беріктілігі арасындағы айырмашылықтарды ескеретін коэффициент.

3.11 Есептік модель: Конструктивті жүйенің конструкциясын немесе оның элементін талдау мақсатында қолданылатын мінсіздігі.

3.12 Конструкциялардың сенімділігі: Құрылыстың немесе оның конструктивті элементінің есептік пайдалану мерзімінің ішінде белгіленген талаптарға сәйкес болу қабілеті. Әдетте, сенімділік ықтималдық шамалармен көрсетіледі.

Ескертпе – Сенімділік ұғымы құрылыстың қауіпсіздігін, пайдалануға жарамдылығын және ұзақ мерзімділігін сипаттау кезінде қолданылады.

3.13 Бетонның осьтік сығуға беріктілігі f_c: Бетонның бір осьтік кернелген күйіндегі өзгеру диаграммасының ең жоғарғы нүктесіне сәйкес келетін максималды сығылу кернеуі.

3.14 Бетонның осьтік сығуға кепілдік беріктілігі $f^{G}_{c,cube,}$: Өлшемдері 150×150×150 мм кубтарды осьтік сығу кезінде қамтамасыз етілгендігі 0,95 болғандағы статистикалық құбылмалылықты ескере отырып анықталатын, өндіруші әрекеттегі стандарттарға сәйкес кепілдік беретін беріктілік.

3.15 Арматуралық тор: Бір-бірімен жалғанған бойлық және көлденең шыбықтардан құрастырылған жалпақ арматуралық элемент; оның құрайтын өзектердің пішіні мен өлшемі, адымы мен қимасы, жалғану тәсілі дайындау технологиясы ескеріле отырып, жобалық құжаттама талаптарына сәйкес келу керек.

3.16 Конструктивті жүйе: Ғимараттың немесе инженерлік құрылыстың ортақ жұмыс үшін біріктірілген көтергіш элементтері.

3.17 Есептеу жағдайы: Арнайы есептеулері тиісті шекті жай-күйлердің асырылмағанын көрсететін белгілі-бір уақыт аралығында кездесетін нақты жағдайларды бейнелейтін физикалық жағдайлар жиынтығы.

3.18 Арматураның сипаттамалық кедергісі $f_{yk}(f_{0,2})$: Арматураның тиісті стандарттарға сәйкес қамтамасыз етілгендігі 0,95 құрайтын физикалық немесе шарттық аққыштық шегінің өндіруші кепілдік беретін мәні.

3.19 Арматураның есептік кедергісі f_{yd}: Конструкцияларды есептеу кезінде қабылданатын және сипаттамалық кедергіні f_{yk} арматураға арналған жеке қауіпсіздік коэффициентіне γ_s бөлу арқылы табылатын арматура беріктілігі.

Бетонның осьтік созылу бойынша сипаттамалық кедергісі f_{ctk}($f_{ctk,0,05}$) – бетон беріктілігінің статистикалық 5 % үлестірім квантилі.

3.20 Бетонның осьтік сығуға сипаттамалық кедергісі f_{ck}: Призмалар мен цилиндрлердің осьтік сығуына қамтамасыз етілгендігі 0,95 құрайтын статистикалық құбылмалылығы бетонның $f^{G}_{c,cube,}$ кепілдік беріктілігі бойынша параметрлік класс қатарының мәндеріне сүйеніп белгіленген кедергісі.

3.21 Бетонның осьтік созылу бойынша орташа кедергісі f_{ctm}: Бетонның осьтік созылуға құрылмаларды жобалау үшін белгіленген төзімділігі.

3.22 Бетонның есептік кедергісі (сығылуға - f_{cd}; созылуға - f_{ctd}): Бетон конструкциясының көтергіш қабілеті және пайдалануға жарамдылығы бойынша қабылданатын, сондай-ақ сипаттамалық беріктілік мәндерін бетонның жеке қауіпсіздік коэффициентіне γ_c бөлу арқылы есептелетін бетон кедергісі.

3.23 Әсерлер:

–Құрылысқа әсер ететін (тікелей әсер ететін) күштер (жүктемелер) тобы;

–Температураның немесе ылғалдықтың әсерінен, негіздердің әркелкі шөгуінен немесе жер сілкінісінен (жанама әсер) туындаған деформациялар мен ауытқулар тобы.

3.24 Шекті күйі: Асырылған жағдайда құрылыс конструкциялары жобалау нормаларының талаптарына сәйкес келмейтін күйлер.

4 БЕЛГІЛЕР ЖӘНЕ ӨЛШЕМ БІРЛІКТЕРІ

Осы нормативтік-техникалық құралда, сондай-ақ осы НТҚ толықтыратын тиісті нормативтік құжаттарды әзірлеу кезінде ҚР СТ ISO 3898-2011 сәйкес төменде келтірілген шартты белгілерді пайдалану қажет.

4.1 Белгілер

Латын алфавитінің бас әріптері

A – қиылған аудан;

A_c – бетонның қиылған ауданы;

A_{cc} – бетонның сығылған аймағындағы қиылған ауданы;

$A_{c,eff}$ – созылған қиылу аймағының тиімді ауданы;

A_{c0} – жаншылу ауданы;

A_{c1} – жаншылуға есептеу кезіндегі таралу ауданы;

A_{core} – жанама (айналмалы) арматуралау шектеріндегі қиылған аудан;

A_{cont} – бақылау қимасының ішіндегі бақылау ауданы;

A_{ct} – созылған аймақ бетонының қиылған ауданы;

A_d – ерекше әсер етудің есептік мәні;

A_{load} – шоғырланған күш салынған беттің ауданы;

A_p – кернелетін арматураның қиылған ауданы;

A_{p1} – кернелетін арматураның созылған немесе азырақ сығылған қиылу аймағындағы қиылған ауданы;

A_{p2} – кернелетін арматураның (жүктеме әсерінен) сығылған қиылу аймағындағы қиылған ауданы;

A_s – кернелетін арматураның қиылған ауданы;

A_{s1} – созылған немесе ең аз сығылған арматураның қиылған ауданы;

A_{s2} – қысылған немесе ең аз созылған арматураның қиылған ауданы;

A_{sf} – таврлық қима элементі сөресіндегі арматураның қиылған ауданы;

$A_{s,tot}$ – қимадағы бойлық арматураның толық ауданы;

A_{sw} – көлденең арматураның қиылған ауданы;

B – майыстырылатын темірбетон элементінің қаттылығы;

E_c,$E_{c(28)}$ –28 тәулік бұрын жасалған қалыпты бетонның кернеуі $\sigma_c = 0$ болғандағы жанама серпімділік модулі;

$E_{c,eff}$ – бетонның тиімді серпімділік модулі (жүктеменің ұзақ уақыты ескерілген);

E_{cd} – бетонның серпімділік модулінің есептік мәні;

E_{cm} – бетон серпімділігінің қиятын модулі;

E_s – арматуралық болат серпімділігі модулінің есептік мәні;

F – күш, әсер;

F_c – бетонның сығылған аймағындағы күштердің тең әсерлі мәні;

F_s – арматурадағы күштердің тең әсерлі мәні;

H – көлденең берілетін күш (тірек);

I – бетонның көлденең қимасы ауданының инерция моменті;

I_c – бетон қимасының элемент қимасының ауырлық орталығына қатысты инерция моменті;

I_s – арматураның қима ауданының элемент қимасының ауырлық күшіне қатысты инерция моменті;

M – иілетін момент;

M_{cr} – жарықтардың пайда болуына сәйкес келетен момент;

M_{Rd} – иілу кезіндегі қиманың беріктігі;

M_{Ed} – сыртқы жүктеменің әсерінен туындаған есептік иілетін моменті;

$M_{Ed,x}$ – сыртқы жүктемеден *x* осіне қатысты анықталған есептік иілетін моменті;

$M_{Ed,y}$ – жоғарыдағыдай, *y* осіне қатысты;

N – бойлық күш;

N_{cr} – жарықтардың пайда болуына алып келетін осьтік күш;

N_{crit} – шартты критикалық бойлық күш;

N_{Rd} – бойлық күш әсеріндегі қиманың беріктігі;

N_{Ed} – сыртқы әсерден пайда болатын есептік бойлық күш;

$N_{Ed,z}$ – *z* осінің бағыты бойынша сыртқы жүктемеден туындайтын бойлық күш;

$N_{Ed,lt}$ – жүктемелердің квазитұрақты үйлесуі кезіндегі есептік бойлық күш;

Q – ауыспалы әсер;

S – статикалық моменті;

V_{cd} – бетон қабылдайтын есептік көлденең күш;

$V_{Rd,c}$ – көлденең арматурасы бар элементте, бетон қабылдайтын көлденең күштің құрамдасы;

$V_{Rd,ct}$ – көлденең арматурасы жоқ элемент қабылдайтын есептік көлденең күш;

$V_{Rd,max}$ – көлбеу қиманы есептеу кезінде сығылған сүйемелер қабылдайтын есептік көлденең күш;

$V_{Rd,sy}$ – көлденең арматурасы бар элементте, арматура қабылдайтын көлденең күштің құрамдасы;

V_{Ed} – жүктемеден туындаған есептік көлденең күш;

W_c – бетон қимасының сызықтық серпімді материалға арналғандай есептелген қарсыласу моменті.

Латын алфавитінің кіші әріптері

a_{lim} – шекті (рұқсаттық) иілім;

a_p – анкерде арматура шыбығының сүзіп шығуы;

b'_{eff} – таврлық қималар сөресінің тиімді ені;

b_j – монолит бөлігіндегі құрастырмалы –монолитті конструкциялар мен құрастырмалы элементтің бірігу (түйісу) бетінің ені;

b_w – таврлық қима қабырғасының ені; арқалықтың кескілене кіретін күштердің әсеріне есептеу кезіндегі есептік ені;

d_g – толтырғыштың максималды ірілігі;

e_a – кездейсоқ эксцентриситет;

e_e – есептік эксцентриситет;

e_o – бойлық күштің (иілімнің әсері ескерілмеген) келтірілген қиманың ауырлық күшіне қатысты бастапқы эксцентриситеті;

e_{s1} – бойлық күштің созылған арматураның ауырлық күшіне қатысты эксцентриситеті;

e_{s2} – бойлық күштің сығылған арматураның ауырлық күшіне қатысты эксцентриситеті;

f_c – бетонның бір осьтік кернелген күйіндегі сығуға беріктілігі;

$f^G_{c,cube}$ – бетонның кепілдік беріктілігі;

f_{cd} – темірбетон және алдын ала кернелген конструкциялар үшін бетонның есептік кедергісі;

f_{ck} – бетонның осьтік сығуға сипаттамалық кедергісі;

f_{cm} – конструкцияларды жобалау үшін белгіленген бетонның осьтік сығуға беріктілігі;

f_{ctd} – темірбетон және алдын ала кернелген конструкциялар үшін бетонның созылуға есептік кедергісі;

f_{ctk} – бетонның осьтік сығуға беріктілігінің $f_{ctk,0,05}$ статистикалық үлестірілуінің 5% квантиліне сәйкес келетін сипаттамалық кедергісі;

$f_{ctk,0,95}$ – бетон беріктігінің осьтік қысуға статистикалық үлестірілуінің 95% квантилі;

f_{ctm} – бетонның осьтік сығуға конструкцияларды жобалау үшін белгіленген беріктілігі;

f_{cud} – бетонның жаншылуға есептік кедергісі;

$f_{yk}(f_{0,2k})$ – кернелмейтін арматураның сипаттамалық кедергісі;
f_{yd} – кернелмейтін арматураның есептік кедергісі;
f_{ywd} – көлденең арматураның есептік кедергісі;
$h_f^{'}$ – таврлық қима сөресінің биіктігі (қалыңдығы);
l_b – арматура анкерлеуінің базалық ұзындығы;
l_{bp} – кернелетін арматура анкерлеуінің есептік ұзындығы;
l_{col} – тіректің (ұстынның) бекітілу нүктелерінің арасындағы ара қашықтық;
l_{eff} – есептік аралық;
l_n – тіреулер арасындағы көрінетін аралық;
l_o – тіреудің есептік ұзындығы;
n_w – қимадағы көлденең шыбықтардың саны;
s – көлденең арматураның қадамы;
s_e – арматура шыбықтары арасындағы көрінетін ара қашықтық;
s_f – таврлық қима сөресіндегі көлденең арматура шыбықтары арасындағы ара қашықтық;
s_n – сығу аймағындағы жанама арматуралау қаңқаларының (торларының) арасындағы ара қашықтық немесе шиыршық қадамы;
s_{rm} – жарықшақтар арасындағы орташа ара қашықтық;
t – тіректің ені; жүктеменің әсер ету ұзақтығы; қорап тәрізді қима қабырғасының тиімді қалыңдығы;
u – периметр;
v – жеке көлденең күш;
v_{Ed} – ұзындық бірлігіне шаққандағы есептік көлденең күш;
w_k – жарықшақтардың ашылуының есептік ені;
w_{lim} – жарықшақтардың ашылуының шекті ұйғарынды ені;
x – қиманың сығылған аймағының биіктігі, сондай-ақ қарастырылып жатқан қимадан күш салу нүктесіне дейінгі ара қашықтық;
x_{eff} – шартты сығылған қима аймағының сығылған аймақта кернеулерді үлестірудің тік төртбұрышты эпюрасына жол берген жағдайда есептелген тиімді биіктігі;
$x_{eff,lim}$ – шартты қысылған аймақ биіктігінің шектес мәні;
z – ішкі күштер жұбының иіні.

Грек алфавитінің әріптері

α – болаттың серпімділік модулінің E_s бетонның серпімділік модуліне E_{cm} қатынасы, бұрышы, коэффициенті;
α_e – болаттың серпімділік модулінің E_sбетонның тиімді серпімділік модуліне $E_{c,eff}$қатынасы;
α_k – иілімдерді есептеу кезінде элементтің жүктелу және сүйену шарттарын ескеретін коэффициент;
α_t – сызықтық температуралық кеңею коэффициенті;

γ – жеке қауіпсіздік коэффициенті;
γ_c – бетонға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;
γ_s – арматураға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;
γ_F – әсер етуге арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті;
δ – қайта үйлестіруге дейінгі және одан кейінгі моменттердің қатынасы, сондай-ақ – коэффициент;
ε_c – бетонның салыстырмалы деформациясы;
ε_{c1} – бетонның сығуға беріктігіне сәйкес келетін салыстырмалы деформациясы f_c;
ε_{c2}, ε_{c3} – бетонның есептік кедергісіне f_{cd} сәйкес келетін бетонның салыстырмалы деформациясы;
$\varepsilon_{cs,\infty}$ – бетонның шекті шөгу мәні;
ε_{cu}, ε_{cu2},ε_{cu3} – бетонның шекті сығылғыштығына сәйкес келетін салыстырмалы деформациялар;
ε_s – арматураның салыстырмалы деформациясы;
ε_{sm} – жарықшақтары бар элементке арналған арматураның орташа салыстырмалы деформациясы;
$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – бетонның $t > t_0$ уақыты кезіндегі шөгуінің мәні;
ε_{sR} – арматураның жарылуға сәйкес келетін салыстырмалы деформациялары;
ε_{su} – арматураның созылу кезіндегі салыстырмалы деформациясының шекті мәні;
ε_{yd} – арматураның аққыштық шегіне сәйкес салыстырмалы деформациялары;
ξ – $\frac{x}{d}$ қатынасы, сондай-ақ коэффициент;
η – коэффициент;
θ – бұрыш.

4.2 Өлшем бірліктері

Осы құралдың талаптарына сәйкес жүргізілетін есептеулерде төмендегі өлшем бірліктерін пайдалану керек:

Осы құралда жүргізілетін есептеулерде келесі өлшем бірліктері қолданылған:

1. күш - Н, кН;
2. сызықтық өлшемдер - мм (қималарда), м (элементтерде немесе олардың учаскелерінде);
3. жүктеменің таралуы - кН/м, Н/мм (ұзындық бірлігінде); кН/м^2 (аудан бірлігінде);
4. тығыздық - кг/м^3;
5. кернеулер және беріктік - Н/мм^2 (МПа);
6. момент (иілетін, айналатын) - кН·м.

5 МАТЕРИАЛДАР

5.1 Бетонға қойылатын талаптар

5.1.1 Жалпы ережелер

Осы нормативтік құралға сәйкес жобаланатын бетон және темірбетон конструкциялары үшін орташа тығыздығы 2200 кг/м^3 -ден 2500 кг/м^3 дейін қоса алғанда конструктивті қалыпты бетонды қарастыру керек. Бетонның түрін және оның техникалық бақыланатын сапа көрсеткіштерін бетон, темірбетон және алдын ала кернелген темірбетон конструкцияларына тиісті стандарттар талаптарға сәйкес тағайындау қажет.

5.1.2 Бетонның сығылуға беріктігі бойынша класы, оларға сәйкес сипаттамалық және есептік кедергілер

5.1.2.1 Бетон, темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде ҚР ҚН EN 206-1 сәйкес сығылуға беріктігі бойынша төмендегі класты қалыпты (ауыр) бетондарды қолдану керек:

C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/37; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60; C55/67; C60/75; C70/85; C80/95; C90/105;

5.1.2.2 Бетон және темірбетон конструкцияларын есептеу кезінде қолданылатын базалық беріктік сипаттамаларына мыналар жатады:

–бетонның осьтік сығылуы бойынша сипаттамалық кедергісі, f_{ck};

–бетонның осьтік созылуы бойынша сипаттамалық кедергісі, f_{ctk};

Бетонның сығылуға беріктігі бойынша класын белгілеу кезінде бетонның осьтік сығылу бойынша сипаттамалық кедергісін бетонның осьтік сығылуға сипаттамалық кедергісіне қарай белгілеуге рұқсат етіледі.

5.1.2.3 Жиналмалы темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде бетонның конструкцияның өзіндік дайындалу кезеңіне сәйкес келетін сығылуға беріктігін қосымша көрсету қажет (мысалы, қалыпты шешу беріктігі, берілістік беріктік және т.б.).

5.1.2.4 Бетонның класы бойынша беріктігі 5.1.2.1 нормаланған осьтік сығылуға және осьтік созылуға сипаттамалық кедергілері, сондай-ақ оның осьтік сығылуға және осьтік созылуға орташа беріктік мәндері 3.1 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1-кестесінде көрсетілген.

5.1.2.5 Бетонның (созылуға беріктіктің 95 % квантилі, ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1-кестесін қараңыз) осьтік созылуға сипаттамалық кедергісін $f_{ctk,0,95}$ бетон, темірбетон және алдын-ала кернеуленген конструкцияларын есептеу кезінде созылуға аса жоғарылатылған беріктік жағымсыз нәтижеге келтірген жағдайда (мысалы, мәжбүрлі күш салулардың әсеріне есептеу кезінде және т.б.) ғана қолдану қажет.

5.1.2.6 Бетонның сығылуға f_{cd} және созылуға f_{ctd} есептік кедергілерін бетонның осьтік сығылуына f_{ck} және осьтік созылуына f_{ctk} сәйкес сипаттамалық кедергілерін бетон бойынша жеке қауіпсіздік коэффициенттеріне γ_c бөлу арқылы анықтау керек:

а) көтергіш қабілетінің шекті жағдайлары бойынша есептеу кезінде:

–арматураланбаған (бетонды) конструкциялар үшін - 1,5;

–темірбетон және алдын ала кернелген конструкциялар үшін - 1,5;

б) пайдалануға жарамдылығының шекті жағдайлары бойынша есептеу кезінде - 1,0.

5.1.2.7 Деформациялануының сипаттамалық диаграммаларын суреттеу кезінде кернеулері бетонның осьтік сығылуға кедергісінің f_{ck} сипаттамалық мәндеріне тең диаграмманың ең жоғарғы базалық нүктесін негізгі нүкте ретінде қабылдау керек.

Есептеу кезінде бетон жұмысының деформациялау диаграммасының төмендейтін учаскесіндегі критикалық саласын k_u коэффициентінің мәнін ала отырып, $\sigma_{cu}= k_u \cdot f_{ck}$ кернеулер деңгейімен шектеу қажет.

а) сығылуға беріктігі С55/67 төмен бетондар тобы үшін 0,80.

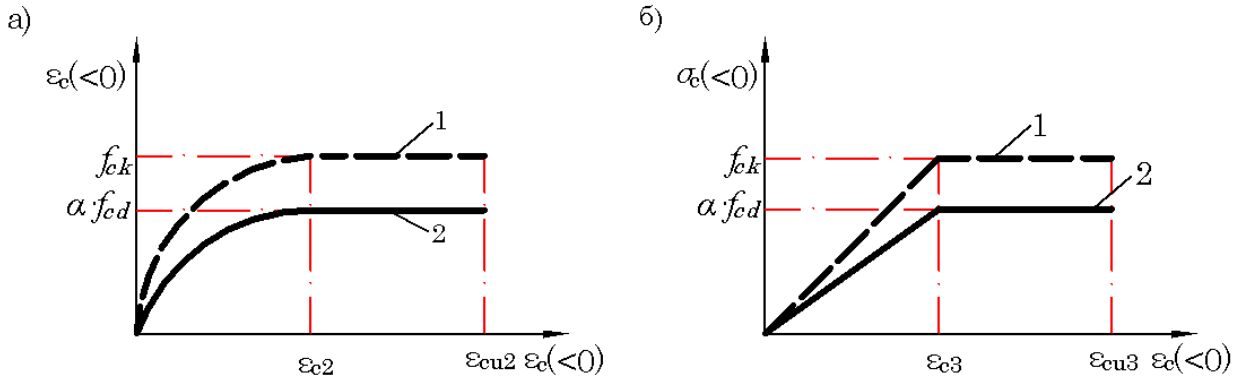
б) сығылуға беріктігі С70/85 және жоғары төзімді бетондар үшін 0,90.

Бетонның есептеулерде қолданылатын салыстырмалы деформацияларының ε_{cu1} шекті мәндері ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 3.1-кестесінде келтірілген мәндерден аспау керек.

5.1.2.8 Кернеулердің деформациялау диаграммасының түйінді нүктелеріндегі есептік мәндерін бетон кедергілерінің f_{ck} сипаттамалық мәндерінің орнына олардың жүктеудің ұзақ уақыттық әсерін, оның қолайсыз қойылу тәсілін және т.б. ескеретін α_{cc} коэффициенті бар f_{cd} есептік мәндерін ала отырып, 5.1.2.6 нұсқауларына сәйкес анықтау керек.

α_{cc} коэффициентінің мәндерін сығылуға беріктік класы С50/60 аспайтын бетон үшін α_{cc} = 0,85 қолдану қажет.

$|\varepsilon_{c1}| \le |\varepsilon_c| \le |\varepsilon_{cu1}|$ салыстырмалы деформациялар аралығында бетонның деформациялануының есептік диаграммасы (5.1-сурет) $\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ есептік кедергісіне сәйкес келетін көлденең учаскені құрайды.



1 - нормативтік диаграмма; 2 - есептік диаграмма

а) - параболалы-сызықтық; б) – ықшамдалған бисызықтық

5.1-сурет – Бетонның сығылу кезінде темірбетон конструкциялары қималарының беріктіктерін есептеу кезінде қолданылатын деформациялану диаграммалары

5.1.2.9 [3.1.7(3)] Арматурасы ең созылған және ең сығылған конструкция қырларының жанында шоғырланған және күш салулары симметрия жазықтығында әрекет ететін қарапайым пішінді қималар беріктігін есептеу кезінде кернеулердің қиманың

сығылған аймағының тиімді биіктігі шегінде бөлінуінің тік төртбұрышты эпюрасын пайдалануға жол беріледі.

Сығылған қима аймағының тиімді биіктігін анықтау үшін қолданылатын λ коэффициентінің мәні және тиімді беріктікті анықтауға арналған η коэффициентінің мәні былай шығарылады:

$$\lambda = 0{,}8 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \tag{5.1}$$

$$\lambda = 0{,}8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}, \tag{5.2}$$

$$\eta = 1{,}0 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \tag{5.3}$$

$$\eta = 1{,}0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}, \tag{5.4}$$

Ескертпе – Егер сығылған қима аймағының ені көбірек сығылған қима қырына қарай азайса, онда $\eta \cdot f_{cd}$ мәнін 10 % азайту қажет.

5.2 Арматураға қойылатын талаптар. Алдын ала кернелмеген конструкцияларға арналған арматура

5.2.1 Арматураның қолданылатын кластары

Темірбетон конструкцияларының кернелмеген арматурасы ретінде St400 және St500 класс арматураларын қолдану қажет. Өндіру тәсіліне қарай арматура ыстықтай тапталған, термомеханикалық және салқын деформацияланған болып бөлінеді. Арматураның механикалық қасиеттеріне қойылатын талаптар тиісті стандарттармен регламенттеледі. Кернелмеген арматура ретінде мерзімдік профиль өзектерін және А Қосымшасында белгіленген кластар сымдарын қолдануға болады.

5.2.2 Арматураның сипаттамалық және есептік кедергілері

5.2.2.1 Арматураның сипаттамалық кедергісі $f_{yk}(f_{0,2k})$ – аққыштықтың физикалық немесе шартты шегінің 0,2 % тең қалдықтық салыстырмалы созылуына сәйкес келетін кернеулер мәндеріне тең ең төменгі бақыланатын мәніне өндіруші зауыттар 0,95 кем емес қамтамасыздығымен кепілдік береді.

5.2.2.2 f_{yd} арматурасының $f_{yk}(f_{0,2k})$ есептік кедергісін γ_s нормативтік кедергісін арматура бойынша шыбықты арматураларда 1,15 –ке, ал сымды арматураларда 1,2-ге тең болып алынатын жеке қауіпсіздік коэффициентіне бөлу арқылы анықтайды.

Еңісті қималар бойынша есептеу кезінде көлденең арматураның (қамыттар мен бүктелген шыбықтар) f_{ywd} есептік кедергілері f_{yd} –мен салыстырғанда γ_{s1} және γ_{s2} жұмыс жағдайлары коэффициенттеріне көбейту арқылы төмендетіледі:

а) γ_{s1}= 0,8 – арматурадағы кернеулердің қарастырылып жатқан қиманың бойымен үлестірілуінің әркелкілігін ескеру үшін;

б) γ_{s2} = 0,9 – диаметрі пісірілетін қаңқалардың бойлық шыбықтар диаметрінің 1/3 бөлігінен кем өзекті арматура үшін, дәнекерленген қосылыстың морт сыну мүмкіндігін ескеру үшін.

Кернелмейтін арматураның сипаттамалары 5.1-кестеде келтірілген.

5.1-кесте – Кернелмейтін арматураның сипаттамалары

Арматура класы	Номиналды диаметрі, мм	Бетінің түрі	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	$f_{yk}(f_{0,2k})$, Н/мм^2	$f_{yd}(f_{0,2d})$, Н/мм^2	f_{ywd},Н/мм^2	
St400	от 6 до 40	Мерзімді профиль	от 1,25 до 1,5	400	348	279*	251
St500	от 3 до 40	Мерзімді профиль	1,2	500	435(410)**	348* (328)**	313 (295)**

* Бауланған қаңқаларда қолдану жағдайларында.

** Жақшада сымды арматураға арналған мәндер келтірілген.

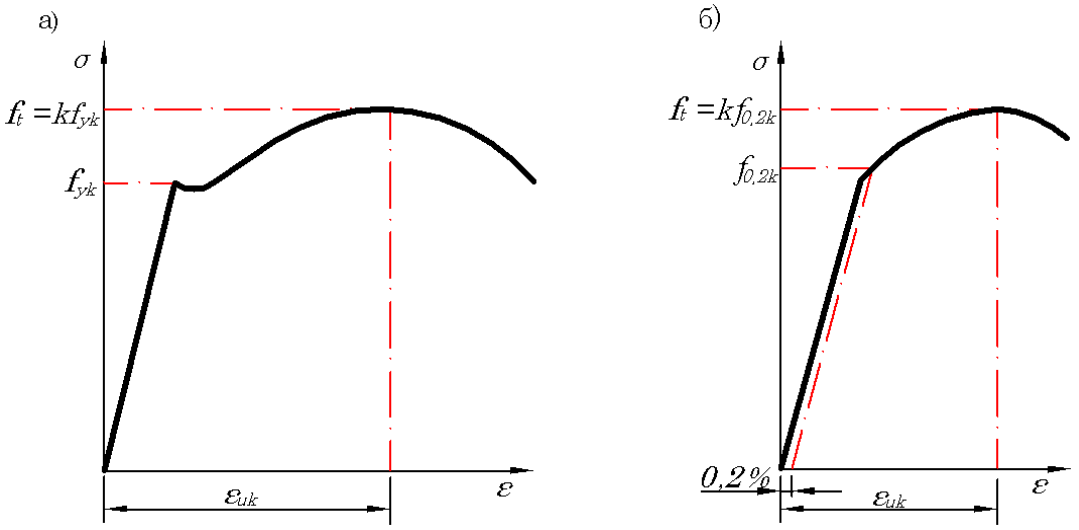
5.2.3 Арматураның деформациялық сипаттамалары

5.2.3.1 Арматураның баламалы иілімділігі созылуға беріктігінің $\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$ аққыштық шегіне қатынасымен және максималды жүктелу ε_{uk} кезінде салыстырмалы созылуымен анықталу керек. 5.2-суретте ыстықтай тапталған және салқындай созылған болаттарға арналған «кернеу - салыстырмалы деформация» деформациялау диаграммалары келтірілген.

5.2.3.2 St500 тобының шыбықты арматурасына арналған «σ_s–ε_s» тәуелділігін 5.3 а-суретінің диаграммасына сәйкес қабылдау қажет.

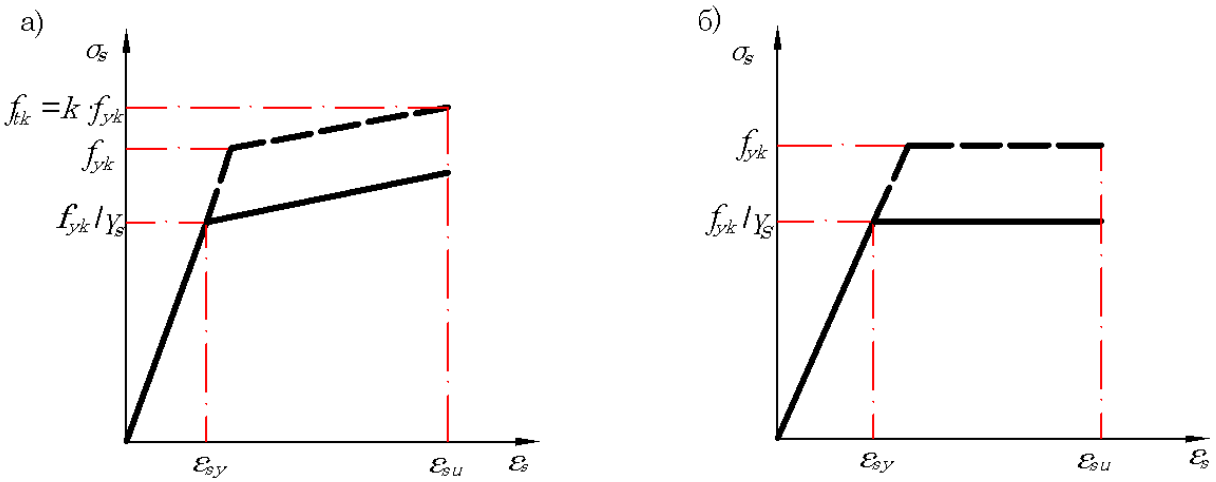
St400 тобы арматурасына және Bt500 тобы арматурасына арналған «σ_s–ε_s» тәуелділікті σ_s -ден ε_s дейін көлденең учаскемен қабылдау керек (5.3б-сурет).

E_s арматурасының температураның минус 30 °С-дан плюс 200 °С-ға дейінгі аралықтағы серпімділік модулін 200 кН/мм^2 тең деп алу керек.



а) – ыстықтай тапталған болаттар үшін; б)- салқындай созылған болаттар үшін

5.2-сурет – Арматура болаттарына арналған «кернеу-салыстырмалы деформация» диаграммасы



а) - St500 класының шыбықты арматурасы үшін;

б) - St240, St400 класының арматурасы және сымды арматура үшін

5.3-сурет – Кернелмейтін арматураға арналған «σ_s–ε_s» тәуелділігі:

6 АРҚАЛЫҚСЫЗ АРАЖАБЫНДАР

6.1 Жалпы ережелер

6.1.1 Осы тарауда қарастырылып жатқан арқалықсыз жалпақ аражабындардың қалыңдығы бірдей болуы немесе құрамына әсембаған (ұстындар үстіндегі жуандықтар) енгізілуі мүмкін.

6.1.2 [I.1.1.(2)] Жалпақ аражабындар көпшілік қолданатын, мысалға, арқалық торларды (аражабын бірқатар бір-бірімен біріктірілген дискреттік элементтер ретінде мінсізделген), ақырғы элементтерді, шекті тепе-теңдікті немесе эквиваленттi жақтауды

есептеу кезінде қолданылатын әдістерді пайдалану арқылы есептелу керек. Оған қоса материалдардың тиісті геометриялық параметрлері мен қасиеттері қолданылуға тиіс.

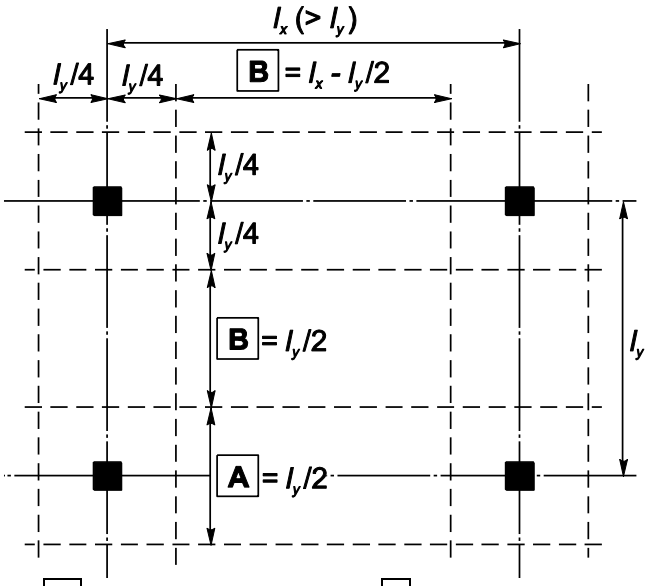
Бұл құралда эквиваленттік жақтаулар әдісі ғана қарастырылған.

6.2 [I.1.2] Эквиваленттік жақтаулар әдісімен есептеу

6.2.1 [I.1.2.(1)] Конструкция бойлық және көлденең бағытта ұстындардан және жанасқан панельдердің орта сызықтарының арасында орналасқан тақталар бөліктерінен (төрт көршілер ұстындармен шектелген жер) құралатын жақтауларға бөлінген болу керек. Элементтердің қаттылығы олардың жалпы қимасы бойынша есептелуі мүмкін. Тігінен жүктеу үшін қаттылық плиталардың толық енінде анықталуы мүмкін. Көлденең жүктелген жағдайда ұстындардың жалпақ аражабындар конструкцияларындағы плитамен жалғануларының ұстындар мен арқалықтардың жалғануымен салыстырғандағы жоғарылаған икемділікті ескеру үшін бұл мәннің 40 % қабылдану керек. Есептеу үшін әр бағытта плитаға жасалатын толық жүктеме қолданылу керек.

6.2.2 [I.1.2.(2)] Есептеу арқылы анықталған жалпы иілетін момент плита енінің бойына үлестірілу керек. Серпімді есептеу кезіндегі теріс моменттер ұстындардың геометриялық ұстындарының жанында шоғырланады.

6.2.3 [I.1.2.(3)] Плиталар ұстын үстілік және аралық сызықтарға (6.1-суретті қараңыз) бөліну керек, ал иілетін моменттер 6.1-кестеге сәйкес үлестірілу керек.



A – ұстын үстілік сызық; B – аралық сызық

6.1-сурет – Аралықсыз аражабындарды сызықтарға бөлу

Ескертпе – Егер ені l_y/3 асатын әсембағандар қолданылған болса, ұстындар сызығының ені әсембаған еніне тең болып алынуы мүмкін. Бұл жағдайда орта сызықтардың ені сәйкесінше дәлдену керек.

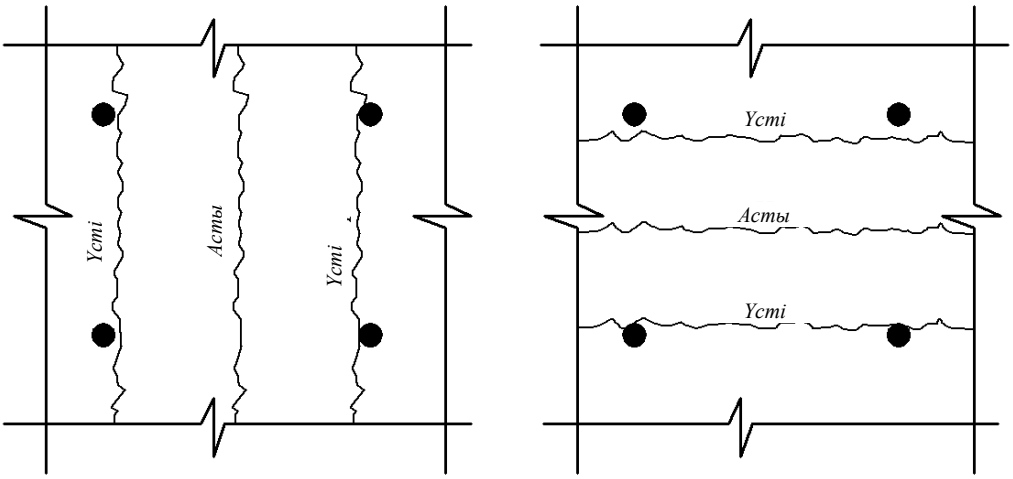
6.2.4 [I.1.2(4)] Егер ұстындар сызығының ені 0,5l_x-тен 6.1-суретте көрсетілгендей өзгеше болса және әсембаған еніне тең болып қабылданса, онда аралық сызықтың ені сәйкесінше дәлдену керек.

6.1-кесте- Аралықсыз плиталарға арналған иілетін моменттің ықшамдалған үлестірілулері

	Теріс моменттер	Оң моменттер
Ұстын үстілік сызық	60 %-дан 80 % дейін	50 % -дан 70 % дейін
Аралық сызық	40 %-дан 20 % дейін	50 % -дан 30 % дейін
ЕСКЕРТУ теріс және оң моменттердің ұстын үстілік және аралық сызықтар бірге қабылдауы мүмкін жиынтық мәндерінің қосындысы әрдайым 100 % құрау керек.		

6.2.5 [I.1.2(5)] Периметр бойынша орналасқан сәйкесінше ширатуға арналған аралықтар жоқ болса, онда шеткі және бұрыштық ұстындарға берілетін моменттер $0{,}17 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}$ тең тік төртбұрышты қиманың қарсыласу кезіне дейін шектелу керек (b_e анықтау үшін 6.3 және 7.12-суреттерін қараңыз). Шеткі аралықтағы оң момент сәйкесінше дәлдену керек.

6.2.6 Жалпақ плиталар деп нүктелік тіректердегі плиталарды айтады. Контур бойынша тірелген аражабындар плиталарына қарағанда, жалпақ плиталардың бұзылу сызықтары (сызықтық топсалар) екі өзара перпендикулярлы бағыттардың бірімен пайда болуы мүмкін (6.2-сурет). Осы себептен жалпақ плиталар әр бағытта тақтаға салынатын толық жүктемені көтеру керек.



6.2-сурет – Жалпақ плитаның болуы мүмкін бүліну модельдері

Моменттің шеткі ұстындарға берілуі

Шеткі (және бұрыштық) ұстындарда иілуден және шираудан жарықшақтар пайда болатындықтан плиталар мен ұстындар арасындағы моменттердің тиімді берілу ені ішкі ұстындарға қарағанда едәуір қысқа болады. Тәжірибелер негізінде, бұл құбылыс плита (шеткі блоктарсыз) ұстынға бере алатын максималды моментті шектеу жолымен есепке алынады:

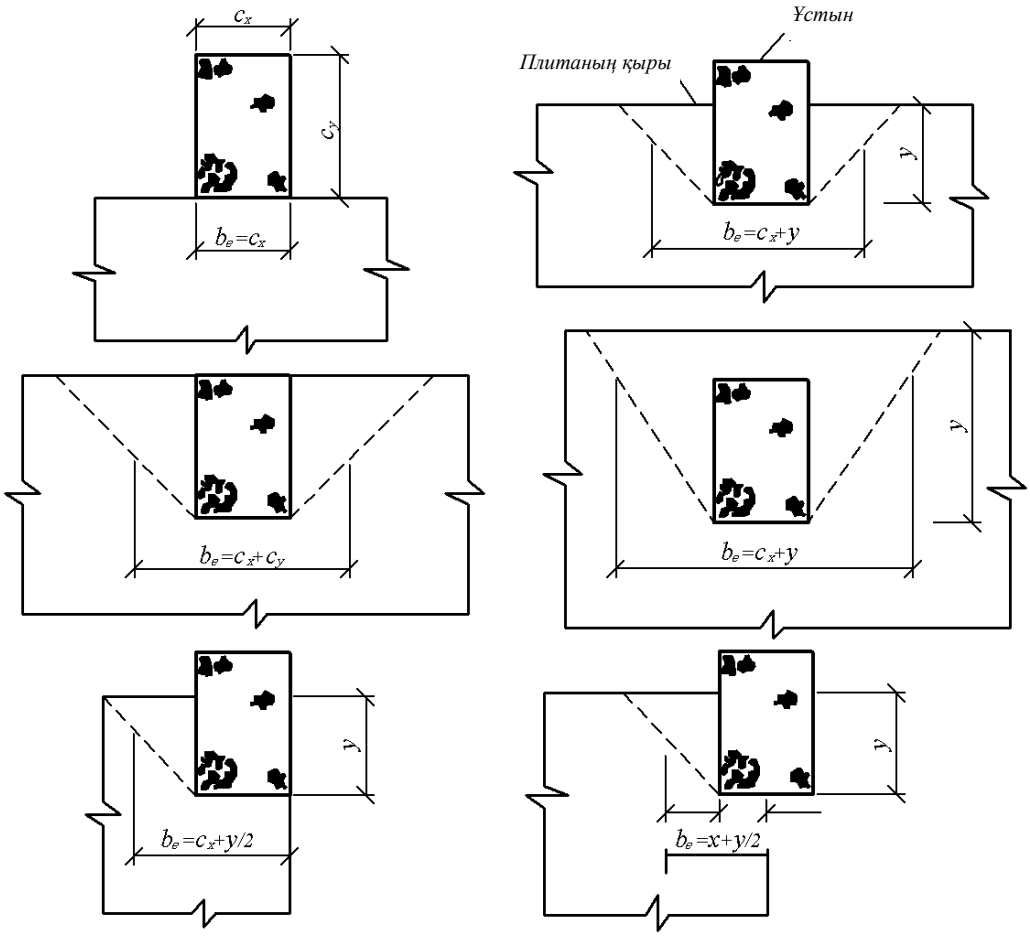
$$M_{t,max} = 0,17 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}, \qquad (6.1)$$

мұндағы b_e– моментті қабылдайтын сызықтық есептік ені (6.3-сурет);

d–плита қимасының жұмысшы биіктігі.

$M_{t,max}$ серпімді есептеудің нәтижесінде алынған есептік моменттің 50 %-нан немесе қаңқаны есептеудің нәтижесінде алынған есептік моменттің 70 %-нан кем болмау керек. Егер $M_{t,max}$ аталған міндерден кем болса, конструкцияны өзгерту керек.

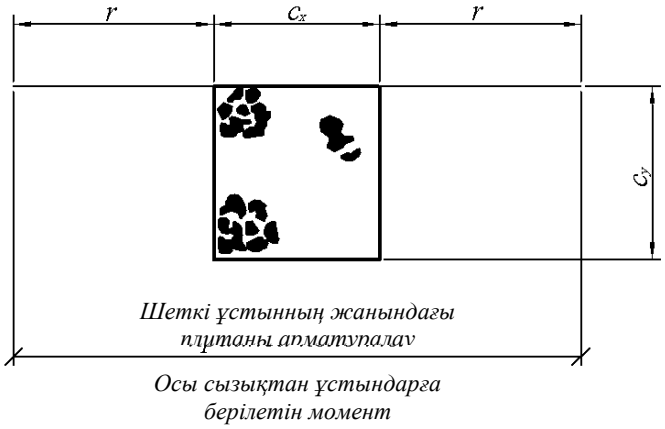
Шеткі тіректегі есептеудің нәтижесінде алынған иілу моменті $M_{t,max}$ жоғары болса, онда бұл моментті $M_{t,max}$ мәніне дейін азайтып, плитадағы моментті сәйкесінше арттыру керек.



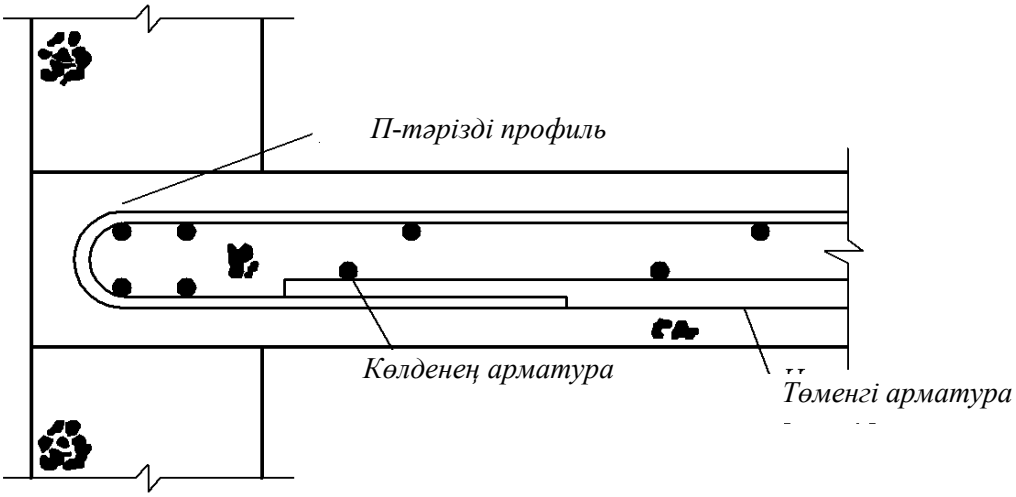
6.3-сурет – Моментті беретін плитаның есептік ені

Моментті шеткі тіректен ұстынға беру үшін ені C_x+2r құрайтын плитаны арматуралау керек (6.4-сурет).

Егер плитаның қалыңдығы 300 мм кем болса, онда $r = C_y$, ал егер артық болса, онда $r = 1,67 \cdot C_y$. Соңғы жағдайда плитаның шетімен шырауына қарсыласуын қамтамасыз ету маңызды. Бұл жағдайда П-тәрізді профильдер (Г-тәрізді профильдерге қарағанда) шырауға жеткілікті қарсыласуды қамтамасыз ете алады (6.5-сурет).



6.4-сурет–Жалпақ плиталар: шеткі ұстын



6.5-сурет –Жалпақ плита: шеткі тіректің арматуралануы

$M_{t,max}$ иілу моменттері ұстынға контурлық арқалық (плитаның сызығы болуы мүмкін) созылуға қарсыласуға қабілетті болса ғана беріле алады.

Эквиваленттік жақтаулар әдісімен есептеуді кез-келген стандартты сызықтық серпімді әдістің көмегімен, мысалы, моменттердің қайта бөлінетіндігін ескеру [5,7,8] арқылы және реттік шамалау әдісімен жүргізуге болады.

Арқалықсыз жалпақ аражабындары бар темірбетон қаңқасын статикалық есептеу мына элементтерден құралады:

–беларқалары жалпақ аражабындар болып табылатын жақтау қаңқасын есептеу (плиталар мен ұстындардағы жиынтық ішкі күш салуларды анықтау үшін);

–беларқа-плита енінің бойына иілу моменттерді үлестіру және тиісті қималардың иілгіштігін тексеру;

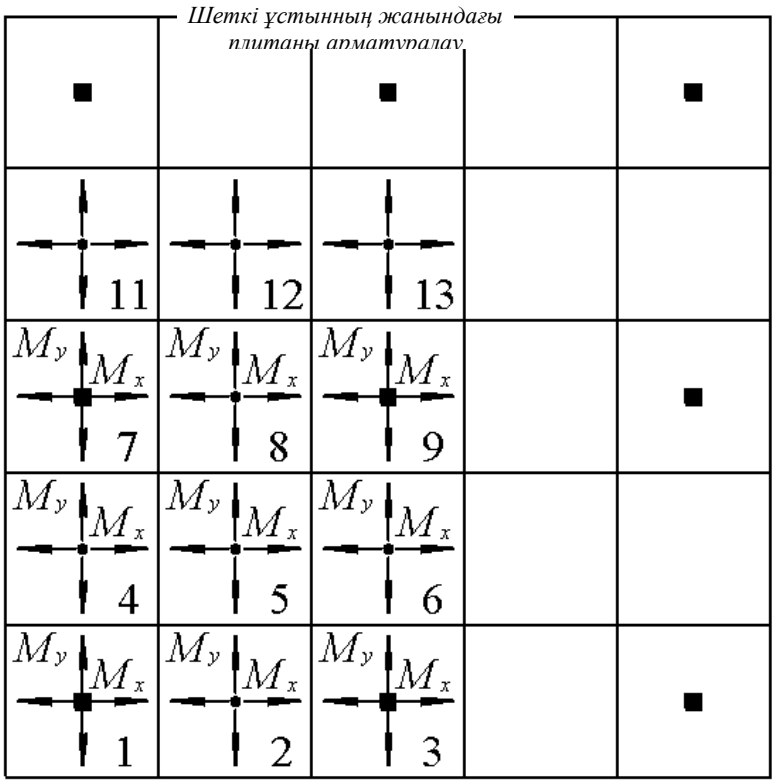
–плиталардың майысқыштығын және ұстындардың орталығынан тыс сығылуын есептеу.

6.3 Есептеу мысалдары

Есептеу үшін жартылай төлелі, беларқалықсыз қаңқада салынған екі қабатты ғимаратты аламыз. Қаңқа конструкцияларын эквиваленттік жақтаулар әдісімен егжей-тегжейлі есептеу жолы осы құралдың В Қосымшасында келтірілген.

В.3-кестесінде сыртқы жүктеулерден орын алатын түйіндік моменттер көрсетілген (В Қосымшасын қараңыз).

Осы жұмыстың ұсыныстарына сәйкес (6.2.3 т., 6.1-кестені қараңыз) иілу моменттерді үлестіреміз. Көлденең бағыттың моменттерін M_x, ал бойлық бағыттың моменттерін M_y деп белгілейміз (6.6-сурет).



6.6-сурет – Аражабын плиталарындағы моменттер әрекетінің бағыттары

Тірек моменттерін 6.1-кестеге сәйкес үлестіреміз

Жақтаудың үстіңгі ярусының плиталары

№ 1 плита. Екі бағытта да тірек моменті ұстын үстілік сызықта

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 164{,}4 = -118{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 2 плита:

$M_x = 0{,}52 \times 268 = 139{,}4$ кН · м – ұстын үстілік сызықтағы аралық момент;

$M_y = -0{,}28 \times 164{,}4 = -46{,}03$ кН · м – аралық сызықтағы тірек моменті;

№ 3 плита. Екі бағытта да тірек моменті ұстын үстілік сызықта:

$$M_x = -0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 164{,}4 = -118{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 4 плита:

M_x – аралық сызықтағы тірек моменті;

$$M_x = 0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_x = -0{,}28 \times 164{,}4 = -46{,}03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

M_y – ұстын үстілік сызықтағы аралық момент;

$$M_y = -0{,}52 \times 268 = 139{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 5 плита:

M_x и M_y – аралық сызықтардағы аралық моменттер;

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 268 = 128{,}64 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 6 плита:

M_x – аралық сызықтағы тірек моменті;

$$M_x = 0{,}28 \times 216 = -60{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

M_y – ұстын үстілік сызықтағы аралық момент;

$$M_y = 0{,}52 \times 268 = 139{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 7 плита:

M_x и M_y – ұстын үстілік сызықтағы тірек моменттері:

$$M_x = -0{,}72 \times 164{,}4 = -118{,}37 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 8 плита:

M_x– ұстын үстілік сызықтағы тірек моменті:

$$M_x = 0{,}52 \times 268 = 139{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

M_y – аралық сызықтағы тірек моменті;

$$M_y = -0{,}28 \times 216 = -60{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 9 плита:

M_x и M_y – ұстын үстілік сызықтағы тірек моменттері;

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Жақтаудың орта ярусының плиталары

№ 1 плита:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 261{,}9 = -188{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 2 плита:

$$M_x = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 3 плита:

$$M_x = -0{,}72 \times 276{,}6 = 199{,}15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 261{,}9 = -188{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 4 плита:

$$M_x = -0{,}28 \times 261{,}9 = -73{,}33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}52 \times 328 = -170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 5 плита:

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 328 = 157{,}44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 6 плита:

$$M_x = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 7 плита:

$$M_x = -0{,}72 \times 261{,}9 = -188{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 276{,}6 = -199{,}15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 8 плита:

$$M_x = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 9 плита:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 276{,}6 = -199{,}15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Жақтаудың төменгі ярусының плиталары

№ 1 плита:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 124{,}9 = -89{,}93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 2 плита:

$$M_x = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}28 \times 124{,}9 = -34{,}97 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 3 плита:

$$M_x = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 124{,}9 = -89{,}93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 4 плита:

$$M_x = -0{,}28 \times 366 = -102{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 5 плита:

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 226{,}7 = 108{,}82 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 6 плита:

$$M_x = -0{,}28 \times 366 = -102{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 7 плита:

$$M_x = -0{,}72 \times 124{,}9 = -89{,}93 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 8 плита:

$$M_x = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}28 \times 366 = -102{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

№ 9 плита:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6.3.1 Үлестірілген иілу моменттерден аражабындар плиталары жақтауларын есептеу

Үш типті: ұстын үстілік, ұстын аралық және орта плиталарға арналған арматураны ең жоғарғы иілетін моменттер бойынша таңдап аламыз.

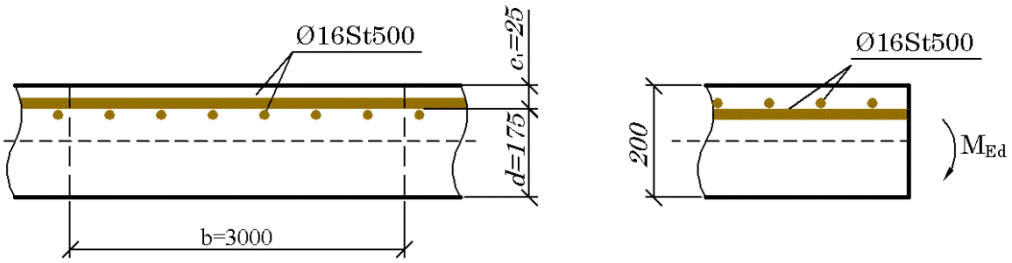
1-мысал

№ 9 ұстын үстілік плитаны қарастырайық;

M_x и M_y- ұстын үстілік сызықтағы тірек моменттері;

$$M_x = M_y = M_{Eds} = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Қиманың сипаттамасы: өлшемдері $b = 3000$ мм;h= 200 мм; c_1 = 25 мм плита (6.7-сурет); С25/30 (f_{ck}= 25 МПа, γ_c= 1,5, f_{cd}= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$= 0,85·25/1,5 = 14,2 МПа, α_{cc}= 0,85) класты қалыпты бетоны. Арматура класы St500 (f_{yk}= 500 МПа, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$= 500/1,15 = 435 МПа).



6.7-сурет – Плита (№ 2 есептеуге қатысты)

Коэффициенттің мәнін анықтаймыз

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{263{,}52 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}202 \le a_{Eds,lim} = 0{,}372 \text{ (см. Г.1-сурет)}$$

мұндағы $d = h - c_1$= 200-25 =175 мм.

Г.1-кестесі бойынша қалыпты бетон үшін $\le$ С50/60

$a_{Eds} = 0{,}202$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ МПа $\rightarrow \omega = 0{,}2355, \zeta = \frac{z}{d}$ = 0,857, z = 0,857·175 =150 мм.

Созылған арматураның талап етілетін аудандары:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435}(0{,}2355 \times 3000 \times 175 \times 14{,}2) = 4036 \text{ мм}^2.$$

Екі бағыттағы 150 мм $Ø16\ St500$ арматураны қабылдаймыз. Арматура үстіңгі аймақта арматураланады ($A_{s1} = 4223$ мм^2).

2-мысал

№ 6 ұстын аралық плитаны қарастырайық. Плита қимасының сипаттамалары №1 мысалдағыдай қабылданған.

M_x и M_y- аралық сызықтағы тірек моменттері;

$$M_x = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициенттің M_yмоментіндегі мәнін анықтаймыз

$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{170{,}56 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}130 \ \leq \alpha_{Eds,lim} = 0{,}372$$ (Г.1-сурет, Г Қосымшасы)

мұндағы d = $h - c_1$=200-25 =175 мм.

Г.1-кестесі бойынша қалыпты бетон үшін ≤ С50/60

$\alpha_{Eds} = 0{,}130$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 434{,}8$ МПа $\rightarrow$ $\omega = 0{,}1422, \zeta = \frac{z}{d}$ = 0,914,z =0,914·175= 160 мм.

Созылған арматураның талап етілетін а аудандары:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{434{,}8}(0{,}1422 \cdot 3000 \cdot 175 \cdot 14{,}2) = 2437 \text{ мм}^2.$$

Коэффициенттің M_x моментіндегі мәнін анықтаймыз

$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{77{,}45 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}0594 \ \leq \alpha_{Eds,lim} = 0{,}372$$ (см. Г.1-сурет)

мұндағы $d = h - c_1$= 200-25 =175 мм.

Г.1-кестесі бойынша қалыпты бетон үшін ≤ С50/60

$\alpha_{Eds} = 0{,}0594$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 434{,}8$ МПа $\rightarrow$ $\omega = 0{,}0625,\ \zeta = \frac{z}{d}$=0,960, z =0,960·175=168 мм.

Созылған арматураның талап етілетін аудандары:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{434{,}8}(0{,}0625 \times 3000 \times 175 \times 14{,}2) = 1071 \text{ мм}^2.$$

Осылайша, плита қадамы 150 мм құрайтын $Ø14\ St500$ арматурасынан төменгі тормен жақтаудың көлденең бағытымен және қадамы 150 мм құрайтын $Ø10\ St500$

арматурасынан үстіңгі тормен жақтаудың бойлай бағытымен арматураланады. Екі тордағы да үлестіру арматурасы $\emptyset 10\ St500$

3-мысал

№ 5 ұстынаралық плитаны қарастырайық. Плита қимасының сипаттамалары №1 мысалдағыдай алынған.

M_x и M_y-аралық сызықтағы аралық моменттер;

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 328 = 157{,}44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициенттің мәнін анықтаймыз

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{157{,}44 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}120 \le a_{Eds,lim} = 0{,}372 \text{ (см. Г.1-сурет)}$$

мұндағы d = $h - c_1$ = 200-25 =175 мм.

Г.1-кестесі бойынша қалыпты бетон үшін $\le$ C50/60 $a_{Eds} = 0{,}120$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} =$ 434,8 МПа $\rightarrow$ $\omega = 0{,}1303$, $\zeta = \frac{z}{d}$ = 0,921, z = 0,921·175= =161 мм.

Созылған арматураның талап етілетін аймағының аудандары:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{434{,}8}(0{,}1303 \times 3000 \times 175 \times 14{,}2) = 2233 \text{ мм}^2.$$

Плитаның төменгі аймағындағы екі бағыттағы қадамы да 150 мм құрайтын жұмысшы арматураны аламыз ($A_{s1} = 3231$ мм^2).

6.3.2 Ұстынды есептеу

Мысал

Жақтаудың төменгі ярусының шеткі ұстынын есептейміз: Тік төртбұрышты қима ұстындарының өлшемдері *b*= 400 мм, *h*= 400 мм; c_1 = 25 мм. Қалыпты бетон класы C16/20 (f_{ck}=16 МПа, γ_c= 1,5, f_{cd}= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85· 16/1,5 =9,1 МПа, α_{cc}= 0,85). Арматураның класы St500 (f_{yk}=500 МПа,$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$= 500/1,15 = 435 МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$МПа). Бетон класы $C16/20$, $E_{cm} = 29\ ГПа$, $I = 2{,}1 \cdot 10^9 мм^4$. Иілу моменті M_{Ed}=$M_x = M_y$=79,6 кН·м және бойлық күш

$$N_{Ed} = 187 + 221{,}7 + 184 + 48{,}6 + 78 + 65{,}2 \times 1{,}5 + 74{,}7 \times 1{,}5 = -929 \text{ кН}.$$

Ұстынның есептік ұзындығын, ұстынның икемділігін, ұстындарға арналған иілімділік критерийі және ұстындар арматуралырының бойлық қималарының іріктелімдерін анықтаймыз.

Ұстынның есептік ұзындығын анықтау

Бекіту талаптарына сәйкес 6.7-суретті қараңыз ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 $l_0 = 0{,}5l = 0{,}5 \cdot 4{,}5 = 2{,}25$м.

Элементтің еркін ұзындығы тіректің үстіңгі және астыңғы бөліктеріндегі босатпаларды ескере отырып ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 5.8.3.2(3)-т. (5.15) формуласы бойынша анықтаймыз:

$$l_0 = 0{,}5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right)};$$

мұндағы $k_1 = 0{,}1$-ұсыныстарға сәйкес

$$l_0 = 0{,}5 \cdot 4{,}5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0{,}1}{0{,}45+0{,}1}\right) \times \left(1 + \frac{0{,}1}{0{,}45+0{,}1}\right)} = 2{,}25 \times 1{,}182 = 2{,}66 \text{ м.}$$

$$2{,}66 > 0{,}5 \cdot l = 1{,}75 \text{ м}$$

$l_0 = 2{,}66$ м. қабылдаймыз

Ұстынның шекті иілгіштігін анықтаймыз

Екінші түрге жататын әсерлер λ иілгіштік элементтің λ_{lim} шекті иілгіштігінен кем болса ескерілмеуі мүмкін.

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

Иілгіштік мына формула бойынша анықталады

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

мұндағы l_0 - есептік ұзындық, 5.8.3.2 (2) – (7) қара ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011;
i - жарықтары жоқ бетонның қимасы үшін инерция радиусы.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{2{,}1 \times 10^9}{400 \times 400}} = 114{,}6 \text{ мм};$$

$$\lambda = \frac{2660}{114{,}6} = 23{,}21.$$

λ_{lim} ұсынылатын мәні (5.13N) формула бойынша анықталады ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}};$$

$$A = \frac{1}{1 + 0{,}2 \cdot \phi_{ef}}.$$

Мәліметтер жоқ болған жағдайда A=0,7 деп алуға болады.

Тиімді жылжығыштық коэффициенті (5.19) формуласы бойынша анықталады 5.8.4 т.т. қараңыз ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\varphi_{\text{ef}} = \frac{\varphi_{(\infty,\text{t0})} \cdot M_{0\text{Eqp}}}{M_{0\text{Ed}}},$$

мұндағы $\varphi_{(\infty,t0)}$- жылжығыштық коэффициенті;

$M_{0Eqp} = 71{,}2\ кН \cdot м$- моменттің сипаттамалық мәні (SLS) (екінші түрдегі талдау ескерілмеген (иілгіш кезеңде));

$M_{0Ed} = 79{,}6\ кН \cdot м$- моменттің есептік мәні (ULS) (екінші түрдегі талдау ескерілмеген (иілгіш кезеңде)).

Бетонның жылжығыштығы:

Жылжығыштық коэффициентін анықтаймыз $\varphi(t, t_0)$ (Б Қосымшасын қараңыз)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0),$$

мұндағы $\beta_c(t, t_0) = 1$ при $t = \infty$.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0),$$

мұндағы φ_{RH} – ылғалдықтың жылжығыштық коэффициентіне әсерін сипаттайтын коэффициент.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 16 + 8 = 24\ \text{МПа}$$

$f_{cm} = 24\ \text{МПа} < 35\ \text{МПа}$ үшін

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}};$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \times 400 \times 400}{1600} = 200\ \text{мм},$$

мұндағы A_c – бетон қимасының ауданы;

u – қиманың периметрі.

Бетонның салыстырмалы ылғалдығы 80%(RH=80%)

$$\varphi_{\mathrm{RH}} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 \times \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0{,}1 \times \sqrt[3]{200}} = 1{,}343\,,$$

мұндағы β (f_{cm}) –бетонның сығу кезіндегі беріктілігінің шартты жылжу коэффициентіне әсерін есепке алатын коэффициент

$$\beta(f_{\mathrm{cm}}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{\mathrm{cm}}}} = \frac{16{,}8}{\sqrt{24}} = 3{,}43\,,$$

мұндағы β (t_0) - бетон жасының алғашқы жүктеу кезіндегі шартты жылжу коэффициентіне әсерін есепке алатын коэффициент.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}2})} = \frac{1}{(0{,}1 + 30^{0{,}2})} = 0{,}48\,;$$

Жылжығыштық коэффициентінің мәні:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 = 1{,}343 \times 3{,}43 \times 0{,}48 = 2{,}21;$$

Жылжығыштықты анықтауды қажет етпейтін шарттар:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2{,}21 \geq 2,$$

$$\lambda = 23{,}21 < 75,$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = \frac{79600000}{929000} = 85{,}7 < 400,$$

мұндағы h –моменттің әсер ету жазықтығындағы қиманың биіктігі;

$\frac{M_{0\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{Ed}}} \geq h$ шарты орындалмаса, жылжығыштықты ескер керек

$$\varphi_{ef} = \frac{2{,}21 \times 71{,}2}{79{,}6} = 1{,}98;$$

$$A = \frac{1}{1 + 0{,}2 \times 1{,}98} = 0{,}72;$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}.$$

Мәліметтер жоқ болған жағдайда $B = 1{,}1$ деп қабылдауға болады (5.8.3.1 т.т. қараңыз ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011).

$C = 1{,}7 - r_m$ (см. п.п. 5.8.3.1 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011).

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{54{,}9}{79{,}6} = 0{,}69$$

$$|M_{02}| > |M_{01}|$$

6.8-сурет – Ұстынның эпюрасы

Біздің жағдайда $C = 1{,}7 - 0{,}69 = 1{,}01$ деп аламыз (6.8-сурет).

$$r_m = 0{,}69.$$

Салыстырмалы бойлық күш салу n (5.8.3.1 т.т. қараңыз ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{929000}{400 \times 400 \times 9{,}1} = 0{,}64;$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times 0{,}72 \times 1{,}1 \times 1{,}01}{\sqrt{0{,}64}} = 20.$$

$$\lambda = 23{,}21 > \lambda_{\lim} = 20.$$

Иілгіштігі жеткіліксіз, демек, екінші түрдегі әсерлерді ескеру керек.

$$\lambda = 23{,}21 > \lambda_{\lim} = 20.$$

$I_c = 2{,}1 \times 10^9$ мм^4 – Бетон қимасының инерция моменті
$\varphi_{ef} = 1{,}98.$

Номиналды қаттылықты анықтаймыз (5.8.7.2 т.т. қараңыз ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011), жалпы есептік момент.

Иілу кезіндегі номиналды қаттылық (5.21) ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

мұндағы E_{cd} - бетон иілгіштігінің есептік модулі

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}},$$

мұндағы $\gamma_{cE} = 1{,}2$ - ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 көрсетілген коэффициент.

$$E_{cd} = \frac{29}{1{,}2} = 24{,}17 \text{ ГПа},$$

мұндағы $I_c = 2{,}1 \cdot 10^9 \text{мм}^4$ – бетон қимасының инерция моменті;

K_c – жарықтардың пайда болуын, материалдың сызықсыздығын және бетонның жылжығыштығын ескеретін фактор.

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1+\varphi_{ef}}, \quad k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{16}{20}} = 0{,}894;$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0{,}64 \times \frac{23{,}21}{170} = 0{,}087;$$

$$K_c = \frac{0{,}894 \times 0{,}087}{1 + 1{,}98} = 26 \times 10^{-3}.$$

мұндағы $E_s = 195$ ГПа- болаттың иілгіштік модулі;

$K_s = 1{,}0$ – арматуралаудың қаттылыққа салатын үлесін ескеретін фактор;

$I_s = 4{,}7 \cdot 10^7 \text{мм}^4$ – арматураның бетон қимасы ауырлығының орталығына қатысты инерциясы .

$$EI = 26\times10^{-3}\times24{,}17\times10^3\times2{,}1\times10^9+1\times195\times10^3\times4{,}7\times10^7=1{,}05\times10^{13} \text{ Н·мм}^2.$$

Тірек үстінің бастапқы жылжуы (геометриялық жетілмегендік) (5.2 т.т. қараңыз ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011):

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{4{,}5}} = 0{,}943.$$

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес $\alpha_h \leq 1$

$$\theta_0 = \frac{1}{200},$$

мұндағы θ_0- параметрдің мәні ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 ұсыныстарына сәйкес қабылданады.

$$l \cdot \theta_i = 4500 \times \frac{1}{200} \times 0{,}943 = 21{,}22 \text{ мм.}$$

Бірінші түрдегі иілетін момент

$$M_{0Ed} = M + N_{ed} \cdot l \cdot \theta_i = 79{,}6 + 929 \times 0{,}02122 = 99{,}32 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Екінші түрдегі әсерлер кіретін толық иілетін момент

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}\right],$$

$$N_b = \frac{\pi^2 \cdot EI}{{l_0}^2} = \frac{3{,}14^2 \times 1{,}05 \times 10^{18}}{2660^2} = 1{,}46 \times 10^7 \text{ Н},$$

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{3{,}14^2}{8} = 1{,}23,$$

мұндағы $c_0 = 8$ – қисықтық коэффициенті, егер қисықтық тұрақты болса;
$c_0 = \pi^2$- синус бойынша қисықтық үшін.

$$M_{Ed} = 99{,}32 \times \left[1 + \frac{1{,}23}{\frac{1{,}46 \times 10^4}{1600} - 1}\right] = 114{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Бойлық арматура қимасының ауданын НТҚ-02-02-2011 талаптарына сәйкес анықтаймыз.

Ұстындарды есептеу.$d = h - c_1$ = 400-25=375 мм .

$\frac{e_d}{h} = \left|\frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h}\right| = \left|\frac{114{,}36}{(-929) \times 0{,}40}\right|$ =0,308< 3,5 → есептеуді a – v итерациялық диаграмманың көмегімен жүргіземіз

a_{Eds} және v_{Ed} мәндерін мына формулалар арқылы табамыз:

$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = \frac{114{,}36 \times 10^6}{9{,}1 \times 400 \times 400^2} = 0{,}196.$$

және

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{-929000}{9{,}1 \times 400 \times 400} = -0{,}638.$$

Бойлық арматураның талап етілетін ауданын $\frac{c_1}{h} = \frac{25}{400} = 0{,}06 \approx 0{,}05$ қарай Г.2-суретке сәйкес анықтаймыз (Г қосымшасын қараңыз) → $\omega_{tot} = 0{,}25$.

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{f_{yd}/f_{cd}} = 0{,}25 \times \frac{400 \times 400}{435/9{,}1} = 836{,}82 \text{ мм}^2,$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{836{,}82}{2} = 418{,}41 \text{ мм}^2.$$

4Ø20 $St500$ ($A_{s1} + A_{s2} = 509 + 509 = 1018$ мм^2). қабылдаймыз

7 ЖАНШЫЛУ (ЖЕРГІЛІКТІ КЕСІЛУ)

7.1 Жалпы ережелер мен анықтамалар

7.1.1 Темірбетон конструкцияларын жаншылу (жергілікті кесу) осы нормативтік құралда жүктеу ауданы деп аталатын салыстырмалы түрде шағын аудандарға салынған шоғырланған күштердің немесе реакциялардың әсер етуінің нәтижесі болып табылады.

Нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес конструкцияның жергілікті кесу кезіндегі шекті жағдайы ең төменгі табаны жүктеу ауданын анықтайтын жүк алаңшасының контурымен сызылған, ал бүйірлі беттері көлденең сызыққа еңістеніп еңкейтілген қиық пирамиданың пайда болуымен сипатталады. Бұл жағдайда майысуға жалпы жағдайдағы беріктік бақылау қимасының периметріне, плитаның есептік ұзындығына және бетонның кесілуге қарсыласуына байланысты:

$$V_{Ed} \leq V_{cd,sh} = f_{cd,sh} \cdot u_1 \cdot d, \tag{7.1}$$

мұндағы V_{Ed} - жаншылатын күш;

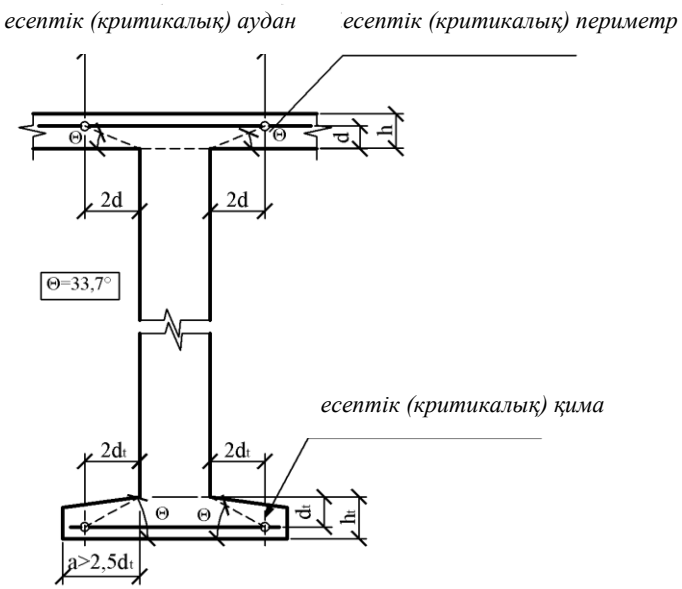
$V_{cd,sh}$ – плитаның бетоны жаншылу кезінде қабылдайтын күш;

$f_{cd,sh}$ – майыстыру кезінде бетонның қиылуға есептік кедергісі;

u_1 – шартты бақылау қимасының периметрі;

d – плитаның жұмысшы биіктігі.

7.1-суретте көрсетілген есептік модельге сәйкес жаншылуға беріктік есептік бақылау периметрінің бойымен анықталады. Критикалық периметрден тыс аймақтарда плитаның қиылуға есебін 7.2 НТҚ-02-02-2011 тарауда көрсетілген жалпы ережелерге сәйкес жүргізу керек.



7.1-сурет – Жаншылу (жергілікті кесу) кезінде көтергіш қабілетті анықтауға арналған есептік модельдің суреттелуі

Жүктеу ауданы

7.1.2 Жергілікті қиылуға беріктікті есептеудің осы нормативтік-техникалық құралға енгізілген әдістері A_{load} (мұндағы *d*- плита қимасының жұмысшы биіктігі) жүктеу аудандарының келесі типтері үшін қолданылады:

–айналма типтер, диаметрі 3,5 *d* жоғары;

–тік төртбұрышты типтер, периметрі 11 *d* жоғары және ұзындығының еніне қатынасы 2-ден жоғары;

–өлшемдерді жоғарыда суреттелген стандартты формаларға баламала шектеу кезінде басқа да типтер.

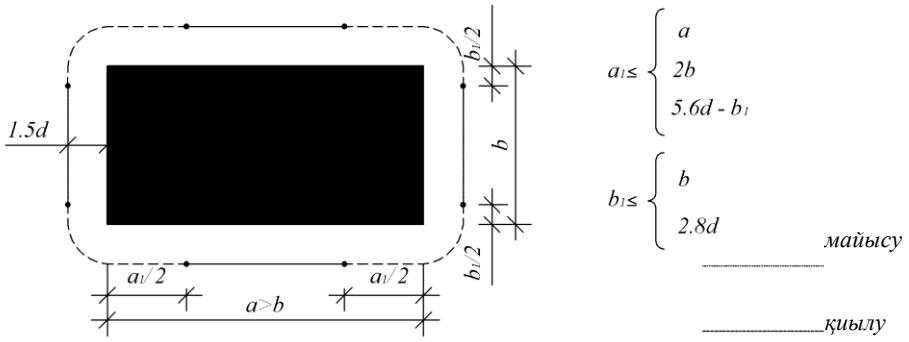
Егер қойылған талаптар 7.2-суретте көрсетілген жүктеу аудандарының жекелеген бөліктері үшін орындалмаса, НТҚ-02-02-2011 7.2-тарауда қарастырылған қиылуға есептеудің ережелері қолданылады.

Есептік (бақылау) периметрі

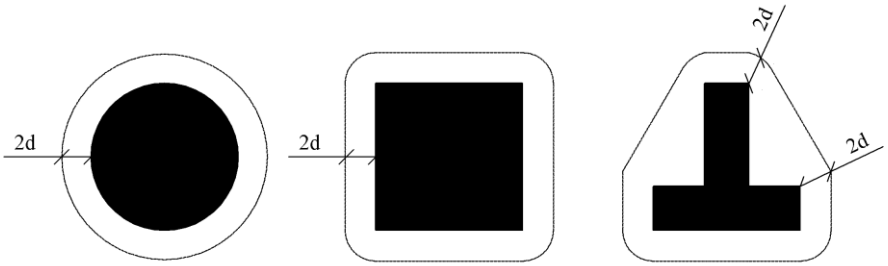
Жоспардағы плитаның бос шеттерінен алшақ орналасқан айналма және тік төртбұрышты жергілікті жүктеу аудандары үшін u_1 бақылау периметрін сыртқы қырлардан $2d$ ара қашықтықта орналасқан периметр ретінде анықтау қажет (7.3-сурет).

Плиталардың бос шектеріне және бұрыштарына, саңылауларға жақын орналасқан жүктеу аудандары үшін егер бақылау периметрінен немесе саңылаудан қашықтығы $6d$ кем болса, бақылау периметрінің ұзындығын 7.4-суретке сәйкес анықтау керек.

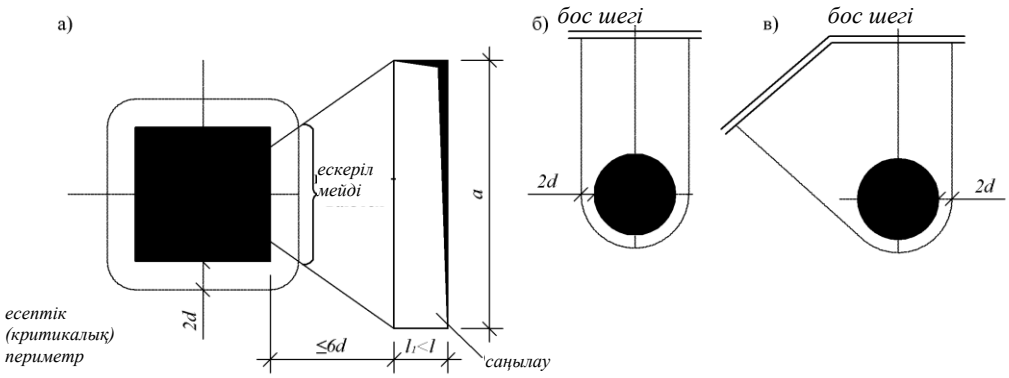
A_{cont} есептік (бақылау) ауданы – бұл есептік (бақылау) периметрінің ішіндегі аудан



7.2-сурет – Қатардан тыс жағдайларда жаншылуға және қиылуға есептеу жағдайларын қолдану



7.3-сурет- Плитаның бос шектерінен және саңылаулардан алшақталған жүктеу аудандарына арналған бақылау периметрі



7.4-сурет – а) – саңылауларға, б) – бос шектерге, в) – плиталар бұрыштарына жақын орналасқан жүктеу аудандарына арналған бақылау периметрі

Есептік (бақылау) қимасы

Бақылау периметрін плитаның жұмысшы биіктігі шектерінде жалғайтын қима критикалық қима болып табылады (d). Биіктігі тұрақты плиталарда бақылау қимасы плитаның орталық жазықтығына перпендикулярлы, ал қалыңдығы ауыспалы плиталар үшін ол ең созылған қырға перпендикуляр ретінде қарастырылады.

Плиталардың жаншылуға (жергілікті қиылуға) беріктігін тексеру кезінде элементтердің қалыңдығы бетонның жергілікті майыстыратын жүктеуден туындаған кесетін күшті қабылдауы тұрғысынан жеткілікті болып табылатындығын ескеру керек.

Егер тіректің реакциясы бақылау периметріне қатысты эксцентриситетпен әсер етсе, қиылудың максималды кернеуін мына формула бойынша анықтау керек:

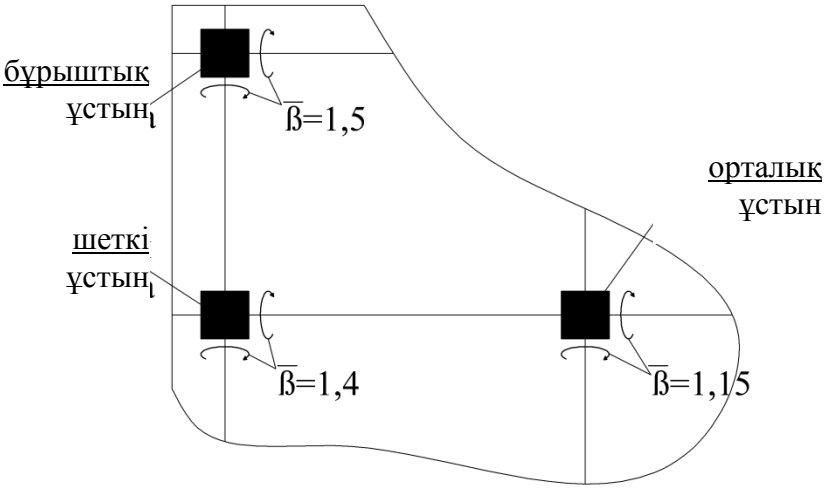
$$v_{\mathrm{Ed}} = \beta \cdot \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{u_{\mathrm{i}} \cdot d}, \tag{7.2}$$

мұндағы d - плитаның $(d_y + d_z)/2$ тең деп алынатын орташа пайдалы биіктігі;

d_y, d_z - плитаның y және z бағыттарындағы сәйкесінше бақылау қимасындағы пайдалы биіктігі;

u_i - қарастырылып жатқан бақылау периметрінің ұзындығы;

β – орталықтан тыс салынған жүктеудің әсерін ескеретін коэффициент (эксцентриситет жоқ болған жағдайда $\beta = 1{,}0$ қабылдау керек). β коэффициентінің мәнін 7.5-суретке сәйкес майыстыратын күш орталықтан тыс салынған жағдайда ұстындар үшін пайдалану керек.



7.5-сурет - (7.2) формуласындағы ß коэффициенттерінің мәндері

7.1.3 Көлденең арматураланбаған плитаның жаншылуға (жергілікті кесуге) беріктігін мына шарттан тексеру қажет:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \tag{7.3}$$

мұндағы

$$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min},$$

но менее $0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \left(d \text{ в мм}\right);$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0{,}02;$$

ρ_{1y}, ρ_{1z} – y - бағытындағы және z– бағытындағы сәйкесінше бойлық арматуралау коэффициенттері;

$$d = 0{,}5(d_y + d_z),$$

d_y, d_z – плитаның бақылау қимасында анықталатын сәйкесінше *y* - бағытындағы және *z* – бағытындағы жұмысшы биіктіктері;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2},$$

мұндағы σ_{cy}, σ_{cz} - бетондағы *y* және *z* осьтарының бағыты бойынша есептік қимаға арналған қалыпты кернеулер («минус» таңбасын сығылу кезінде пайдаланады).

Әр бағыттағы бойлық арматураның ауданын тиісті бағыттың бақылау қимасы ауданының 0,02-ден кем емес көлемде белгілеу керек.

Егер (7.3) шарты орындалмаса, көлденең арматуралауды майыстыру шартынан есептік шартты белгілеу керек.

Көлденең арматураланған плитаның майысуға (жергілікті кесілуге) көтергіш қабілетін мына шарттардан анықтау қажет

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}, \tag{7.4}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,sy}, \tag{7.5}$$

мұндағы $V_{Rd,max} = 1{,}5\ V_{Rd,c}$;

Егер көлденең арматура қажет болса, онда оны мына формула бойынша анықтау керек:

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin\alpha, \qquad (7.6)$$

мұндағы A_{sw} - бір периметрлі көлденең арматураның ұстынның айналасындағы қимасының ауданы, мм^2;

s_r - көлденең арматура периметрлерінің арасындағы тарамдалған ара қашықтық, мм;

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25\mathrm{d} \leq f_{ywd,} \text{ МПа},$$

мұндағы u_1 - в мм;

d - пайдалы (жұмысшы) биіктіктің ортогональды бағыттардағы орташа мәні, мм;

α - көлденең арматура мен плита жазықтығының арасындағы бұрыш.

(7.6) формула бойынша жергілікті қиылу жағдайынан есептелген көлденең арматуралауды бақылау ауданының шегінде орналастыру керек. Бұл жағдайда арматураланған плитаның бақылау ауданы шектеріндегі минималды қалыңдығы 200 мм кем болмай, минималды арматуралау пайызы мына формула бойынша анықталады:

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin\alpha}{A_{cont} - A_{load}} \qquad (7.7)$$

мұндағыA_{cont}, A_{load} – сәйкесінше бақылау периметрінің ішіндегі беттің ауданы және жергілікті жүктеу ауданы

Қол жеткізілген $\rho_{(w,min)}$ мәндері конструктивті ұғыныстар бойынша белгіленген мәндерден кем болмауға тиіс.

7.1.4 Арматураланған элементтердің жаншылуға көтергіш қабілетін тексеруден басқа плита енінің m_{Edx}иm_{Edy} бірлігінде сәйкесінше xиy бағытында әсер ететін минималды иілетін моменттерді бақылау қажет. Егер басқа есептеу жолдары қажетті мәндерге қол жеткізбесе, бұл моменттерді мына шарттан анықтау керек:

$$m_{Edx}(m_{Edy}) \geq \eta \cdot v_{Ed}, \qquad (7.8)$$

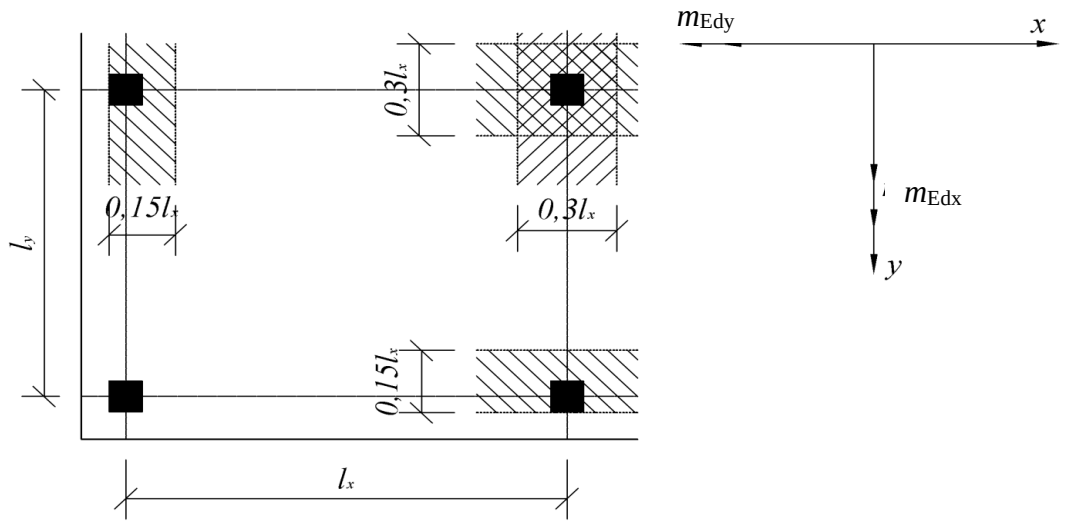
мұндағы v_{Ed} – ұзындық бірлігіне шаққандағы есептік көлденең күш;

η - 7.1-кестеге сәйкес моменттердің мәнін 7.6-суретте келтірілген белгілерге сәйкес анықтайтын коэффициент.

7.6-суретте белгіленген плита аумақтарында иілуге есептеумен анықталған және плита жұмысының xиy.бағыттарындағы тиімді аймақтарының ені бойынша белгіленген бойлық арматуралау ауданын ала отырып (7.8) шарттарын тексеру қажет.

7.1-кесте – η коэффициентінің ұстындардың орналасуына қарай мәндері

Ұстынның орналасуы	η для m_{Edx}			η для m_{Edy}		
	Плитаның үсті	Плитаның асты	Плитаның есептік ені	Плитаның үсті	Плитаның асты	Плитаның есептік ені
Ішкі	0,125	0	$0{,}3l_y$	0,125	0	$0{,}3l_x$
Шеткі, плитаның қыры y осіне параллель орналасқан	0,250	0	$0{,}15l_y$	0,125	0,125	плитаның lм.п. -да
Шеткі, плитаның қыры x осіне параллельді орналасқан	0,125	+0,125	плитаның lм.п. -да	0,25	0	$0{,}15l_x$
Бұрыштық	0,500	0,5	плитаның lм.п. -да	0,5	0,5	плитаның lм.п. -да



7.6-сурет – Жұмысқа ұстындардың орналасуына қарай қосылатын плита енін анықтау сызбасы

7.2 Плитаның майысуын есептеу

Мысал №4. № 9 плитаны қарастырайық. Монолиттік темірбетон аражабыны қимасы $bxh = 400x400$мм құрайтын ішкі темірбетонды ұстынға тіреледі. Аражабыннан ұстынға толық есептік жүктеме (оның өз салмағы ескерілгенде) $V_{Ed} = 634{,}8$ кН тең. Аражабынның қалыңдығы 200 м.

Аражабын С25/30(f_{ck}=25 МПа, γ_c=1,5, f_{cd}=$\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85·25/1,5 =14,2 МПа, α_{cc} = 0,85) класты қалыпты бетоннан жасалған.

Ұстынға жанасу аймағындағы аражабын St500 (f_{yk} = 500 МПа, f_{yd} = 435 МПа, E_s=20·10^4 МПа) класс арматурасының диаметрі 16 мм ($A_s = 2{,}011$ см^2) құрайтын, 150 мм қадаммен екі өзара перпендикулярлы бағыттарда орналасқан өзектерімен арматураланған (7.7-сурет).

Талап етіледі: Аражабынның жаншылуға беріктігін тексеру.

Шешім: Арматураның қорғау қабатын 15 мм деп аламыз.

Плита үстінен әр - $a_x = 22$ мм және $a_y = 36$ мм бағыттарындағы арматураның ауырлық орталықтарына дейінгі ара қашықтықтарды анықтаймыз

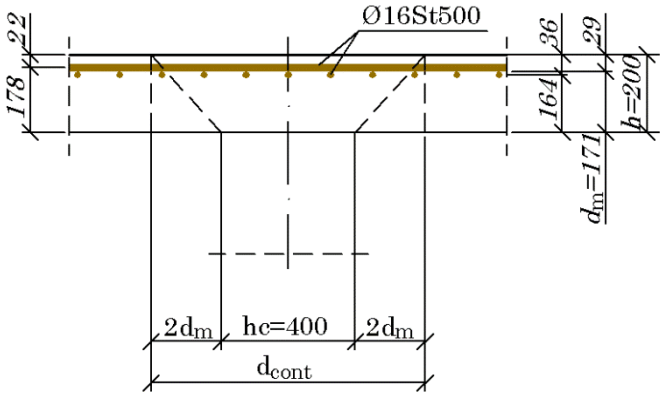
Плиталардың әр бағыттағы жұмысшы биіктіктерін анықтаймыз

$$d_y = 0{,}20 - 0{,}022 = 0{,}178 \text{ м}, \quad d_z = 0{,}20 - 0{,}036 = 0{,}164 \text{ мм}$$

Қиманың орташа жұмысшы биіктігін анықтаймыз

$$\mathrm{d} = 0{,}5 \cdot (\mathrm{d_y} + \mathrm{d_z}) = 0{,}5 \cdot (0{,}178 + 0{,}164) = 0{,}171 \text{ м}.$$

Екі бағыттағы да арматуралау коэффициентін анықтаймыз



7.7-сурет - № 9 плитаны арматуралау (мысалға, № 4)

$$\rho_{ty} = \rho_{tz} = \frac{2{,}011 \times 10^{-4}}{(0{,}15 \times 0{,}171)} = 0{,}0075,$$

Бұл 0,02-ден жоғары (арматуралау коэффициентінің нормалармен регламенттелген минималды мәні)

Сонда есептік арматуралау коэффициенті мынаған тең $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ty} \cdot \rho_{tz}} = 0{,}0075.$

Бақылау периметрінің мәнін анықтаймыз

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \times 0{,}4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \times 0{,}171 = 3{,}75 \text{ м}.$$

$\beta = 1{,}15$ коэффициентін орта ұстынға алғандай пайдаланып, қиылудың қума кернеуінің жергілікті шоғырланған жүктеуден туындаған мәнін анықтаймыз

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}15 \times 634800}{3750 \times 171} = 1{,}138 \text{ Н/мм}^2.$$

С25/30 класс бетоны үшін бетонның сығылуға сипаттамалық кедергісі $f_{ck} = 25$ МПа және бетонның созылуға есептік кедергісі ($\gamma_c = 1{,}5$ материалы бойынша қауіпсіздік коэффициентін ескерілген) $f_{ctd} = 1{,}8/1{,}5 = 1{,}2$ МПа.

Масштабты фактордың әсерін ескеретін коэффициентті анықтаймыз

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{171}} = 2{,}08 > 2.$$

Есептік қима биіктігі 200 мм құрайтын плита үшін k биіктік коэффициенті 2,0 құрайды.

Қима жаншылуға кезінде қабылдай алатын кернеуді анықтаймыз

$$v_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = 0{,}12 \cdot 2{,}0 \cdot (100 \cdot 0{,}0075 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}638\ \text{Н/мм}^2 < \\ < 1{,}138\ \text{Н/мм}^2.$$

Қима жаншылуға кезінде қабылдай алатын минималды қума кернеуді анықтаймыз.

$$v_{Rd,c,min} = \left(0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = \left(0{,}035 \cdot 2{,}0^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}495\ \text{Н/мм}^2.$$

Ұстынның қыры бойынша жаншылуға кедергіні (6.53) формула бойынша анықтаймыз ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1{,}15 \cdot 634800}{1600 \cdot 171} = 2{,}668\ \text{Н/мм}^2.$$

Жаншылуға максималды кедергі

$$v_{Ed,max} = 0{,}5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0{,}5 \times 0{,}6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0{,}5 \times 0{,}6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times 14{,}2 = \\ = 3{,}84\ \text{Н/мм}^2 > 2{,}668\ \text{Н/мм}^2 = v_{Ed}.$$

Жергілікті шоғырланған жүктемеден туындаған кернеулер мәні жаншылу кезінде қима қабылдай алатын кернеуден жоғары болатындықтан, жаншылуға беріктік жеткіліксіз және есептік көлденең арматуралау немесе аражабынды қайта құрылымдау талап етіледі.

Жаншылуға қажетті арматуралау көлемін анықтау үшін осы кезеңде $u_{out,ef}$ есептеген қолайлы:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1{,}15 \times 634800}{0{,}638 \times 171} = 6691\ \text{мм}.$$

Периметрге дейінгі арақашықтық $(6691 - 1600)/2\pi = 810$ мм.

Арматураның бірінші бақылау периметрі мен $u_{out,ef}$. арасындағы бұзылу аймағындағы ауданын есептейік. Осы екі периметрлер арасындағы кез-келген нүктедегі арматуралау ауданын сызықтық интерполяцияның көмегімен анықтауға болады. Бірінші бақылау периметріне кіруге тиіс арматуралау ауданы былай анықталады:

$$A_{sw,tot} = u_1 \cdot \mathrm{d} \cdot (v_{Ed} - 0{,}75 \cdot v_{\mathrm{Rd,c}})/f_{ywd} = 3750 \times 171 \times (1{,}138 - 0{,}75 \times 0{,}638)/435 =. \\ = 972\text{мм}^2$$

Сыртқы периметр үшін жалпы аудан былай есептеледі:

$$A_{sw,tot} = u_{out,ef} \cdot \mathrm{d} \cdot (v_{Ed} - 0{,}75 \cdot v_{\mathrm{Rd,c}})/f_{ywd,eff} = 6691 \times 171 \times (1{,}138 - 0{,}75 \times 0{,}638)/ \\ /435 = 1734\ \text{мм}^2.$$

Ұстынның қырынан 0,75d = 0,75×171 ≈ 130 мм арақашықтықта орналасқан периметрдің ұзындығы 2120 мм құрайды. Осы периметрдің бойындағы шыбықтардың арасындағы максималды рұқсат етілетін ара қашықтық 1,5d = 260 мм құрайды. ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындау үшін бізге $2120/260 =$9 шыбық қажет. Тәжірибеге сүйеніп барлық периметрлер бойынша диаметрі 8 мм (шыбықтардың минималды рұқсат етілетін диаметрі) шыбықтарды пайдаланған жөн.

Ұстын қырынан 0,75d + 0,75d = 260 мм ара қашықтықта орналасқан периметрдің ұзындығы 2640 мм құрайды, $2640/260 = 11$ шыбық қажет.

Ұстын қырынан 3×0,75d=390 ара қашықтықта орналасқан периметрдің ұзындығы 3160 мм құрайды, $3160/260 = 12$ шыбық қажет.

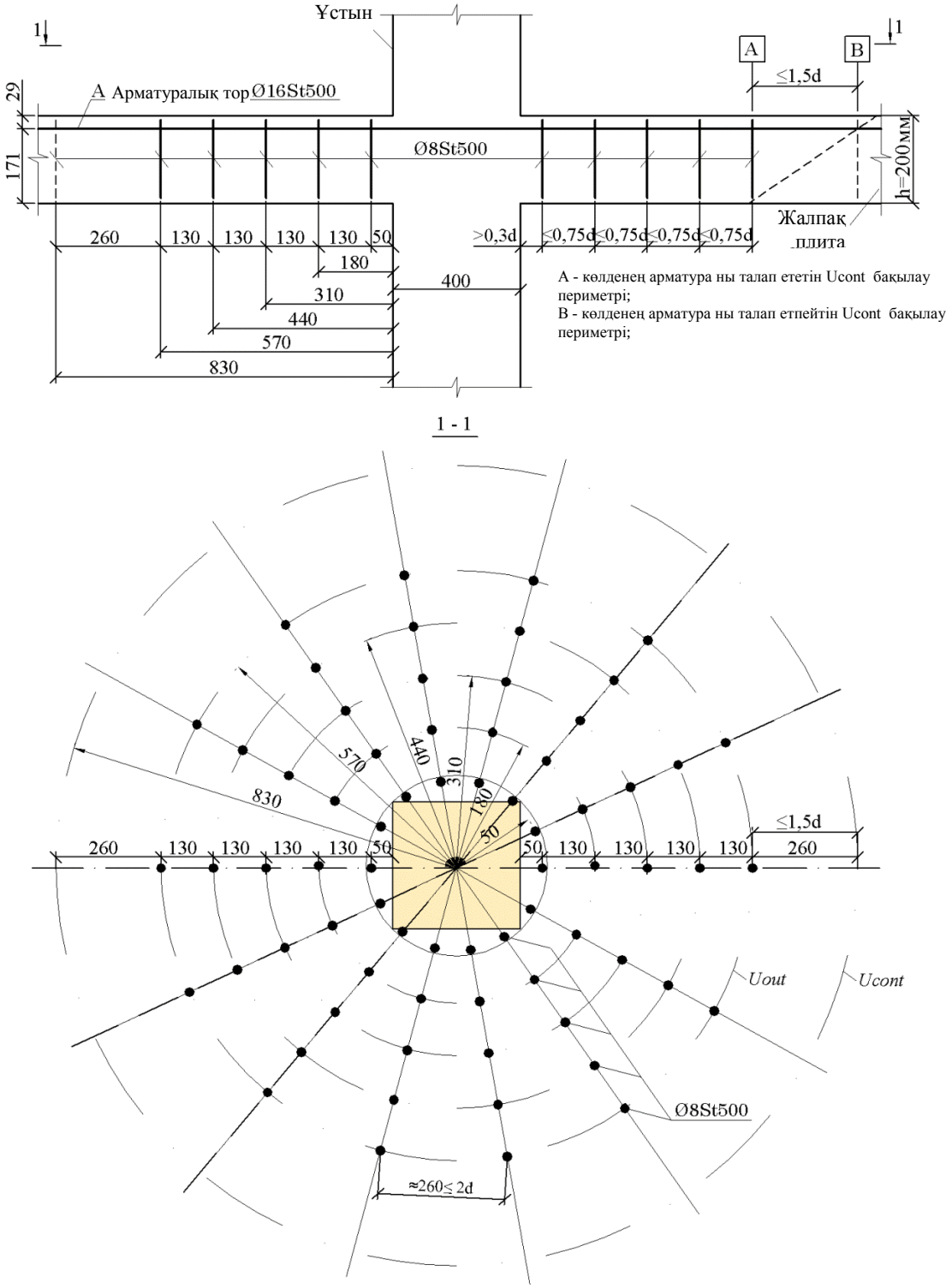
Ұстын қырынан 4×0,75d = 520 мм ара қашықтықта орналасқан периметрдің ұзындығы 3680 мм құрайды, $3680/260 = 14$ шыбық қажет (7.8-сурет қараңыз).

Атап айтқанда, шыбықтар арасындағы тарамдалған ара қашықтық 0,75d құрайтындықтан, осы талаптың арқасында көптеген жағдайларда бас тарту аймағында (3-5) арматуралау периметрін орналастыру керек.

НТҚ-02-02-2011 (7.4.2.2.3) сәйкес арматураланған элементтердің жаншылуға көтергіш қабілеттерін тексеруден басқа плита енінің бірлігінде сәйкесінше x және y бағыттарында әсер ететін минималды иілетін m_{Edx} и m_{Edy} моменттерді бақылау қажет. Егер басқа есептеулер талап етілетін мәндерге қол жеткізбесе, бұл моменттерді мына шарттан анықтау қажет

$$m_{\mathrm{Edx}}(\mathrm{m}_{\mathrm{Edy}}) \geq \eta \cdot v_{\mathrm{Ed}}.$$

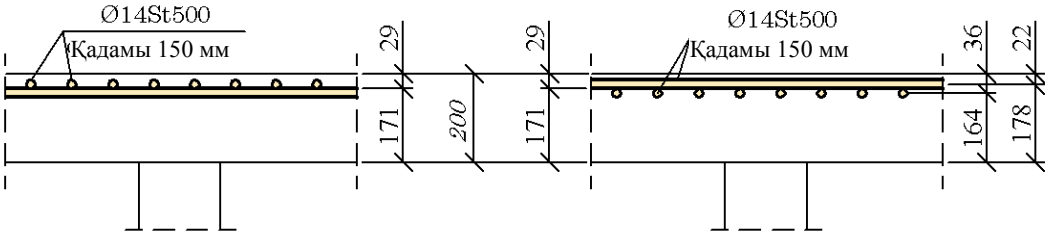
Минималды иілетін моменттерді және жанама арматураның плита енінің бірлігіне шаққандағы сәйкесінше x және y бағыттарына қарай жанама арматураның оларға сәйкес келетін минималды аудандарын анықтаймыз.



7.8-сурет – Жаншылуға қарсы арматуралау (мысалы №4)

№5 мысал. Бастапқы мәліметтер №4 мысалдағыдай. № 9 ұстын үстілік плитасын қарастырайық. Аражабыннан ұстынға толық есептік жүктеме (оның өз салмағы ескерілгенде) 634,8 кН тең (7.9-сурет). Аражабынның қалыңдығы 200 м. Аражабын С25/30(f_{ck}=25 МПа, γ_c=1,5, f_{cd}=$\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85·25/1,5 =14,2 МПа,$\alpha_{cc}$=0,85) класты

қалыпты бетоннан жасалған. Ұстынға жанасу аймағындағы аражабын St500 (f_{yk} = 500 МПа, f_{yd} = 435 МПа, E_s=20×10^4 МПа) класс арматурасының диаметрі 16 мм ($A_s = 2{,}011$ см^2) құрайтын, 150 мм қадаммен екі өзара перпендикулярлы бағыттарда орналасқан шыбықтармен арматураланған ($A_{s1} = 4223$ мм^2). .



7.9-сурет – №9 плита (№5 мысалға)

*Шешуі:*Плиталардың екі x және y бағыттарынлағы арматуралау пайыздарын есептейміз.

– $x\rho_{cont}$ бағытында = $\frac{14{,}08}{17{,}8}$ =0,79% (14,08см^2/м Ø16 мм қадамы 150 мм).

- $y\rho_{cont}$ бағытында = $\frac{14{,}08}{16{,}4}$ =0,86% (14,08см^2/м Ø16 мм с қадамы 150 мм).

y –ке қарай бағытталған минималды иілетін моменттің мәнін анықтаймыз (жағымсыз бағыт)

$m_{Edy} = \eta \cdot V_{Ed}$ = - 0,125 × 634,8 = - 79,35 кН·м η = 0,125 (см. 7.1-кесте)

Коэффициенттің мәнін анықтаймыз

$$a_{\text{Eds}} = \frac{m_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{79350000}{14{,}2 \cdot 1000 \cdot 164^2} = 0{,}207 \leq a_{\text{Eds},lim} = 0{,}372$$ (Г.1-сурет)

Г.1-кестесі бойынша қалыпты бетон үшін $\leq$ С50/60

$a_{\text{Eds}} = 0{,}208$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ МПа $\rightarrow \omega = 0{,}2440$, $\zeta = \frac{z}{d}$ = 0,853, z = 0,853×164=140 мм.

Созылған арматураның талап етілетін аймағының аудандары:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435}(0{,}2440 \times 1000 \times 164 \times 14{,}2) = 1306 \text{ мм}^2.$$

Арматураның плита енінің бойындағы минималды аудандарын тексереміз $b_x = 0{,}3 \cdot l_x = 0{,}3 \cdot 6 = 1{,}8$ м (п.п.7.4.2.2.3 НТҚ-02-02-2011):

$$a_{s,min} = A_{s1} \cdot b_x = 1306 \cdot 1{,}80 = 2351 \text{ мм}^2.$$

Бұрынырақ плитаның енінде екі бағытта 150 мм қадаммен орнатылған ауданы $A_{s1} = 4223$ мм^2 құрайтын Ø16 $St500$ арматуралар жеткілікті болып табылады.

№ 6 мысал

Берілгені: Бастапқы мәліметтер № 4 мысалдағыдай қабылданды. Монолитті темірбетон аражабын қимасы $bxh = 400x400$ мм құрайтын ішкі темірбетон ұстынына тіреледі. Аражабыннан ұстынға жасалатын толық есептік жүктеу (өз салмағын ескергенде) 634,8 кН тең. Аражабынның қалыңдығы 200 мм.

Ұстын және аражабын С25/30 (f_{ck}=25 МПа, γ_c=1,5, f_{cd}=$\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85·25/1,5 =14,2 МПа,$\alpha_{cc}$=0,85) класс бетонынан жасалған.

Ұстынға тақалу аймағындағы аражабын екі өзара перпендикулярлы бағытта 150 мм қадаммен орналасқан, диаметрі 16 мм St500 (f_{yk} = 500 МПа, f_{yd} = 435 МПа, E_s=20×10^4 МПа) класты арматурасының шыбықтарымен ($A_s = 2{,}011$ см^2) арматураланған. (7.10-сурет).

Талап етіледі:Аражабынның жаншылуға беріктігін тексеру.

Шешуі:Арматураның қорғау қабатын 15 мм деп аламыз.

Плита үстінен әр - $a_x = 22$ мм және $a_y = 36$ мм.бағыттар арматурасының ауырлық орталықтарына дейінгі ара қашықтықтарды анықтаймыз.

Әр бағыттағы плиталардың жұмысшы биіктіктерін анықтаймыз

$$d_x = 0{,}20 - 0{,}022 = 0{,}178 \text{ м}, d_y = 0{,}20 - 0{,}036 = 0{,}164 \text{ м}.$$

Қиманың орташа жұмысшы биіктігін анықтаймыз

$$d = 0{,}5 \cdot (d_x + d_y) = 0{,}5 \times (0{,}178 + 0{,}164) = 0{,}171 \text{ м}.$$

Екі бағыттағы арматуралау коэффициентін анықтаймыз.

$$\rho_{ty} = \rho_{tz} = \frac{2{,}011 \cdot 10^{-4}}{(0{,}15 \cdot 0{,}171)} = 0{,}0075,$$

Бұл 0,02 жоғары (нормалармен регламенттелген арматуралау коэффициентінің минималды мәні)

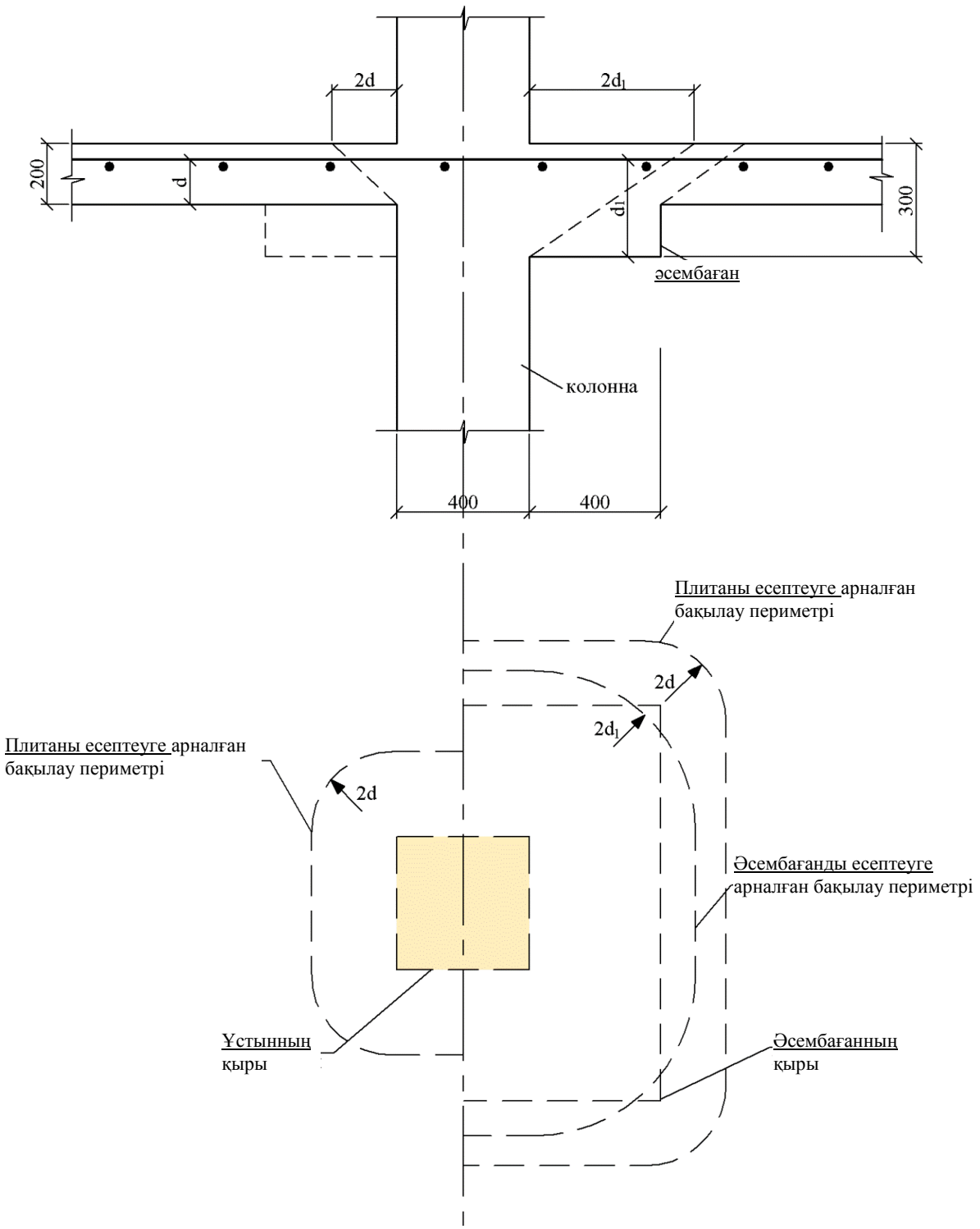
Онда есептік арматуралау коэффициенті $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ty} \cdot \rho_{tz}} = 0{,}0075$ тең.

Бақылау периметрінің мәнін анықтаймыз.

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 0{,}4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0{,}171 = 3{,}75 \text{ м}.$$

$\beta = 1{,}15$ коэффициентін ортаңғы ұстынға алғандай етіп қабылдап, жергілікті шоғырланған жүктеуден туындаған қиылудың максималды кернеуінің мәнін анықтаймыз.

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}15 \cdot 694{,}8 \cdot 10^3}{3750 \cdot 171} = 1{,}246 \text{ Н/мм}^2.$$



7.10-сурет – Үстын (№3 мысалына)

Класы С25/30 бетон үшін бетонның сығылуға сипаттамалық кедергісі $f_{ck} = 25$ МПа және бетонның созылуға есептік кедергісі ($\gamma_c = 1{,}5$ материалы бойынша қауіпсіздік коэффициентін ескергенде) $f_{ctd} = 1{,}8/1{,}5 = 1{,}2$ МПа. тең

Масштабты фактордың әсерін ескеретін коэффициентті анықтаймыз

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{171}} = 2{,}08 > 2.\ k = 2$$ деп аламыз.

Сығылу кезінде қиманы қабылдауы мүмкін сығылуға есептік қарсыласу мәнін анықтаймыз,

$$v_{\mathrm{Rd,c}} = 0{,}12 \cdot \mathrm{k} \cdot (100\rho_{\mathrm{l}} \cdot \mathrm{f_{ck}})^{1/3} = 0{,}12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0{,}0075 \cdot 25)^{1/3} = 0{,}637\ \text{Н/мм}^2.$$

Қима сығылу кезінде қабылдауы мүмкін минималды қиылу кернеуін анықтаймыз,

$$v_{\mathrm{Rd,c,min}} = \left(0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = \left(0{,}035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 25^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}495\ \text{Н/мм}^2.$$

Жергілікті шоғырланған жүктеуден туындаған максималды қиылу кернеуінің мәні қима сығылу кезінде қабылдауы мүмкін есептік күш салудан артық болғандықтан, сығылуға беріктік жеткіліксіз және есептік көлденең арматуралауды орнату немесе аражабынды қайта құрылымдау талап етіледі.

Осыған байланысты ұстынның аражабынмен ұштасу аймағында жоспардағы өлшемдері 1200 мм × 1200 мм, жалпы қалыңдығы 300 мм әсембаған құрылғысын қарастырамыз.

Қалған бастапқы мәліметтердің барлығын өзгеріссіз қалдыра отырып, есептеу жүргіземіз. Плиталардың әр бағыттағы жұмысшы биіктіктері $d_{\mathrm{y}} = 0{,}30 - 0{,}022 = 0{,}278$ м, $d_z = 0{,}30 - 0{,}036 = 0{,}264$ мм.

Орташа жұмысшы биіктікті анықтаймыз

$$d = 0{,}5 \cdot (d_y + d_z) = 0{,}5 \times (0{,}278 + 0{,}264) = 0{,}271\ \text{м}.$$

Екі бағытта арматуралау коэффициенттерін анықтаймыз

$$\rho_{\mathrm{ty}} = \rho_{\mathrm{tz}} = 2{,}011 \times 10^{-4}/(0{,}15 \times 0{,}271) = 0{,}0050,$$

Бұл 0,02 жоғары (арматуралау коэффициентінің нормалармен регламенттелген минималды мәні)

Сонда арматуралаудың есептік коэффициенті $\rho_t = \sqrt{\rho_{\mathrm{ty}} \cdot \rho_{\mathrm{tz}}} = 0{,}0050$ тең

Бақылау периметрінің мәнін анықтаймыз

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \times 0{,}4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \times 0{,}271 = 5{,}0\ \text{м}.$$

β=1,15 коэффициентін ортаңғы ұстынға алғандай мөлшерде пайдаланып, жергілікті шоғырланған жүктеуден туындаған максималды қиылуы кернеуін анықтаймыз

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}15 \cdot 634{,}8 \cdot 10^3}{5000 \cdot 271} = 0{,}538\,\text{Н/мм}^2.$$

Масштабты фактордың әсерін ескеретін коэффициентті анықтаймыз

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{271}} = 1{,}859 < 2.$$

Қиманы сығымдау кезінде қабылдауы мүмкін сығымдауға кедергінің есептік мәнін анықтаймыз.

$$v_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = 0{,}12 \times 1{,}859 \times (100 \times 0{,}0050 \times 25)^{1/3} = 0{,}517\ \text{Н/мм}^2.$$

Қима сығылу кезінде қабылдай алатын минималды қума кернеуді анықтаймыз

$$v_{Rd,c,min} = \left(0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = \left(0{,}035 \times 1{,}859^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}444\,\text{Н/мм}^2$$

Нәтижесінде, қима сығылу кезінде қабылдай алатын есептік күш салу

$v_{Rd,c} = 0{,}517\ \text{Н/мм}^2 < 0{,}538\,\text{Н/мм}^2$ құрайды.

Жергілікті шоғырланған жүктеуден туындаған максималды қиылу кернеуінің мәні қима сығылу кезінде қабылдай алатын есептік күш салудан кем болғандықтан, ұстындар периметрінен саналған бақылау периметрі бойынша сығылуға беріктік қамтамасыз етілді.

Осыған қосымша, қалыңдығы 200 мм аражабынның негізгі қимасының сығылуға беріктігін әсембаған қырының периметрінен саналған бақылау периметрі бойынша тексеру талап етіледі.

Осы бақылау периметрінің мәнін анықтаймыз

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \times 1{,}2 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \times 0{,}171 = 6{,}948\ \text{м}.$$

β=1,15 коэффициентін ортаңғы ұстынға алғандай мөлшерде пайдаланып, жергілікті шоғырланған жүктеуден туындаған максималды қиылуы кернеуін анықтаймыз

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}15 \times 634{,}8 \times 10^3}{6948 \times 171} = 0{,}611\ \text{Н/мм}^2.$$

Жергілікті шоғырланған жүктеуден туындаған максималды қиылу кернеуінің мәні қима сығылу кезінде қабылдай алатын ($0{,}637\,\text{Н/мм}^2$) есептік күш салудан кем болғандықтан, ұстындар периметрінен саналған бақылау периметрі бойынша сығылуға беріктік қамтамасыз етілді.

7.3 Арқалықсыз аражабындар конструкциясы

Осы тарауда қаралатын арқақылықсыз аражабындар аралық ұстындар қатарына, шеткі ұстындарға, көтергіш қабырғаларға немесе капителдер (ұстын үсті қалыңдығы) косылуы мүмкін сүйенетін бірдей қалыңдықта болуы мүмкін.

Ұстындардың торы әдетте төртбұрышты немесе тік төртбұрышты болып келеді. Ұстындардың үстіңгі бөлігі Арқалықсыз плиталардың тірегі қызметін атқаратын әсембағандарға айналы отырып, кеңейеді.

Арқалықсыз аражабындардың конструкциясы негізгі төрт элементтердер: 1) ұстындардан, 2) әсембағандардан, 3) плитадан және 4) буылған аралықтардан құралады.

7.3.1 Ұстындар

Арқалықсыз аражабындар ұстындарының конструкциясы жай арқалығы бар аражабындар конструкциясынан ерекшеленбейді. Ұстындар төртбұрышты, тік төртбұрышты, көп қырлы және дөңгелек болуы мүмкін.

Арқалықсыз аражабындар ұстындарының конструкциясына жай арқалығы бар аражабындарға қойылатын талаптар қойылады.

7.3.2 Әсембағандар

Әсембағандар ұстындарды плиталармен қатты байланыстырады және онымен аражабынның қаттылығын толығымен жоғарылатады, сондай-ақ плита аралықтарының, нәтижесінде иілетін моменттердің есептік шамаларын азайтады.

Сонымен қатар олар моменттердің плита бойымен дұрыс үлестірілуін және плиталардың ұстындарға сүйену ауданының жеткілікті болуын қамтамасыз етеді [6].

Әдетте әсембағандар үш түрлі болады: I – әсембаған үстілік плитасымен; II - сынығымен, III – әсембаған үстілік плитасы жоқтары (тік әсембаған).

Көптеген жағдайларда әсембағанды арматуралау үшін есептеудің қажеті болмайды, себебі оның қимасының үлкен болғандығы соншалық, әсембағанның сыртқы қырларының созатын күштері пайда болмай, сығатын күштері әрдайым рұқсат етілген күштерден төмен болады. Сондықтан әсембағандардың ұстынмен және плитамен байланысын жоғарылату үшін оны арматуралау тек қана конструктивті ұғыныстар бойынша жүзеге асырылады.

7.3.3 Баулайтын арқалықтар

Шетімен ұстындарға сүйенетін және ұстындардан шығып тұратын аспалары жоқ аражабындар көбінесе баулайтын арқалықтармен көмкеріледі. Байлайтын арқалықтар әдетте плитаның үстінде орналасады, кейде оларды плитаның астында да орналастыруы мүмкін. Байлайтын арқалықтардың толық биіктігі 2,5h (h–плитаның қалыңдығы) төмен болмау керек.

Баулайтын арқалықтар бір жақты сөресі бар жай таврлы арқалыққа ұқсас конструкцияланады және есептеледі.

Баулайтын арқалықтың иілімге есебі оған тікелей жасалған жүктеуден, сондай-ақ онымен шектесетін ұстын үстілік жартылай сызықта орналасқан жүктеуден жүзеге асырылады. Баулайтын арқалықта айналма моменттер пайда болатындықтан, оларды қабылдау үшін баулайтын арқалықты диаметрі (6-8) мм тұйық қамытпен 200 мм кем емес аралықтан кейін арматуралау қажет. Бұл жағдайда бұл қамыттар арқалықты көлденең күшке есептеу кезінде ескерілмейді.

7.4 Арқалықсыз жалпақ (әсембағансыз) аражабындар

Ұстындардың кеңейтілген бастарын алғашқы реті конструкциялан 1940 жылы Джозеф Ди Стасио шығарып тастаған болатын. Бұл ұстындардың реакциясын қабылдайтын аражабынның ауданын азайты, және сондықтан да кесетін күштерді қабылдау үшін қосымша көлденең арматураны енгізу немесе ұстындардың өлшемдерін (аражабындардың қалыңдығын) талап етілген өлшемдерден арттыру қажет болды. Әсембағансыз ұстындары бар плиталарды әсембағандары бар плиталардан *(flat slab)*айыру үшін оларға арнайы *flate plate* атауы берілді, біз бұдан әрі оларды жалпақ аражабын деп атаймыз [3,5,6,7,12].

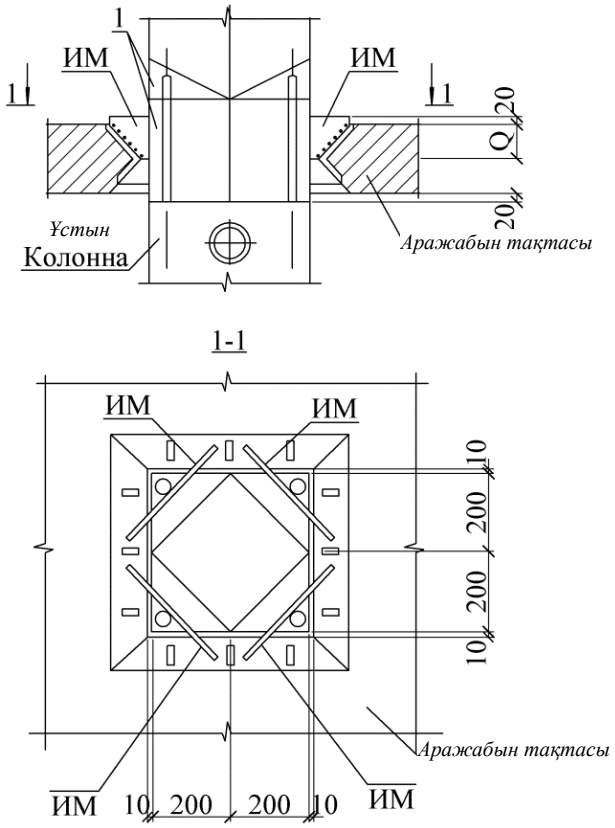
Әсембағансыз ұстындары бар арқалықсыз аражабын қалыңдығы бірдей темір-бетон плиталардан және қимасы тұрақты ұстындардан құралатын өте қарапайым конструкция болып табылады. Бұл қалыптау жұмыстары, сондай-ақ арматуралық жұмыстарды және бетондау жұмыстарын азайтады. Әсембағансыз құрылымдалған ұстындардың қимасы тұрақты болатындықтан, оларды ұстындар арасындағы қабырғалармен және арақабырғалармен байланыстыру оңай. Сондықтан оларды әкімшілік ғимараттар мен тұрғын үйлерді салуда қолдану қолайлы.

Арқалықтсыз арабындардың конструктивті биіктігі ең төмен, төбесі тегіс және жылтыр болады, ішкі құрал-жабдықтарды еркін орналастыруға мүмкіндік береді. Кедергісі жоқ инженерлік желілер плиталарға ілінеді. Қажет болған жағдайда тігілетін төбені орнатады.

Әсембағансыз конструкциялардағы майысқан жерлерді шектеу мәселесі әсембағаны бар конструкцияларға қарағанда күрделілеу болып келеді. Аражабындардың жалпы қалыңдығы жоғары емес және әсембағандары жоқ болғандықтан аражабындар плиталарының майысқан жерлері біршама жоғары болып табылады. Қосымша жылжығыштық деформациялары серпімді майысқан жерлердің мөлшерін, кем дегенде екі есе жоғарылатады. Бұл проблема әсембағансыз ұстындары бар бірқатар ғимараттарда жарылған арақабырғалар мен бұзылған терезелер байқалған XX ғасырдың 50-ші жылдарының соңына дейін толығымен шешілмеген болатын.

Жалпақ аражабын алғашқы рет Владивостоктағы биік мейманхана конструкциясында 60-шы жылдары қолданылды. Ұстындардың қадамы 6х6 м, плита ұстындарының 0,2 м құрайтын монолиттену жіктері ескерілген қадамы 2,8х2,8, плиталар бір-бірімен топсалы түйіс арқылы байланыстырылған. Ұстынға жалғасуының ең күрделі

түйіні плитаның бітейтін қорап тәрізді бөлшегін ұстынның бойлық жұмысшы арматурасына дінекерлеу арқылы шешілген (7.11-сурет).



7.11-сурет – Ұстынның аражабынмен байланысуы

Қораптың плиталарына тіректік жаратын моменттерді және майсудан туындаған жергілікті созатын күштерді қабылдауға арналған арматуралық өзектер дәнекерленген. Мұндай темір-бітон қаңқасын «сәйкестендірілген беларқасыз қаңқа» деп атайды. Әртүрлі жүктеулер мен дайындау жағдайларына арналған СБҚ жүйесінің жаңартылған нұсқалары жасап шығарылды. Алайда бұл топтамалар кеңінен қолданылып жүрген жоқ.

Қазіргі уақытта икемділігі жоғары сәулет-жоспарлау шешімдеріне қол жеткізетін үнемді монолитті темір-бетон конструкциялары кеңінен қолданылуда. Олардың ішінде ең қарапайымы жалпақ аражабын болып табылады. Бетон шығынының көптігі қалыптың қарапайымдылығымен өтеледі. Нәтижесінде бұл аражабындар құрылысының құны мен мерзімдері дәстүрлі арқалықты аражабындар құрылысынан төменірек. Соның салдарынан монолитті жалпақ аражабындар жаппай қолданылуда.

Жалпақ аражабындарды құрылымдаудың проблемасы плитаның ұстындарға сүйену аймағы болып табылады. Бұл жерде максималды иілетін момент және көлденең күш пайда болады. Моментке қарағанда, майысудың қабылдануын қамтамасыз ету ұстындар габариттері және аражабындар қалыңдығы стандартты болған жағдайда күрделі болып табылады. Майысудың қабылдануын қосымша арматуралаудың, аражабынның

қалыңдығын жоғарылатудың немесе ұстын периметрін көбейтудің арқасында қамтамасыз ет мүмкін. Ұстынды тек оның қимасын ғана арттыру арқылы жоғарылатуға болмайды. Егер ұстынды созса (тік төртбұрышты ету), онда периметрді көбейту кезінде оның қимасы бұрынғыдай болып қалуы мүмкін. Мұндай ұстынды пәтераралық арақабырғалардың құрамында пайдалану оңайға түседі.

Сонымен қатар плитаның бойына металл әсембағанын орналастыруға болады. Мұндай шешім Таллинде «Виру» мейманханасының металл әсембағанын орнату кезінде қабылданды (ұстындардың қадамы 8×8 м, аражабынның қалыңдығы 27 см). Тағы бір «нәзік» жері – сыртқы көтергіш емес кірпіш қабырғалардың тірелуі. Бұл жерге көбінесе күш салу қажет. Баулайтын арқалықтың орнатылуы проблеманы шешкенімен, қалыптың конструкциясын күрделендіреді. Ұстындардың ішкі контурдың бойындағы қадамын азайтуға болады. Мүмкіндіктердің бірі ретінде күшейтілген арматуралауға қосымша сыртқы шетімен металдан жасалған тұтас швеллер бітеуін енгізу болып табылады. Арқалықсыз аражабындардың бір түріне жиі қырланған аражабындар жатады. Аражабындардың бұл түрінде аралықтар үлкен және плиталардың қалыңдығы жоғары бола тұра, конструкцияны жалпақ қалыптың үстіне қалың қағаздан, асбестоцементтен, фанерадан немесе басқа материалдардан жасалған іші қуыс ішпектерді орнату арқылы жеңілдетеді.

7.5 Арқалықсыз аражабындарды құрылымдау

7.5.1 Ішкі ұстындар аймағындағы арқалықсыз аражабындар

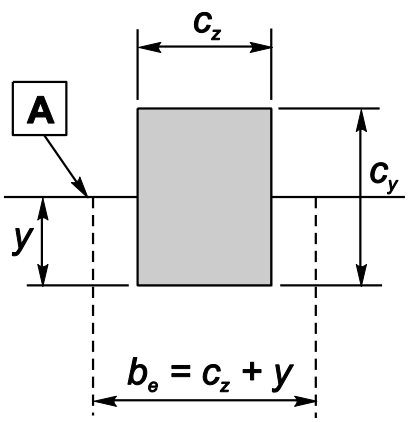
(1) [9.4.1(1)] Арматураның арқалықсыз аражабындардағы орналасуы плитаның пайдалану жағдайларындағы әрекетін көрсету керек. Көбінесе бұл арматураның ұстындардың үстінде шоғырлануына алып келетін болады.

(2) [9.4.1(2)]Ішкі ұстындардың үстінде орналасуы. Егер пайдалануға жарамдылығы егжей-тегжейлі есептелмей жүрген болса, қиылу ауданы 0,5A_t үстіңгі арматураны плита енінің 0,125 бөлігіне тең енінде орналастыру керек. A_t - арматураның толық теріс моментті қабылдау үшін талап етілетін қиылу ауданы. Ол плитаның ұстынның әр бүйірімен шектесетін жартыларынан моменттердің қосындысы арқылы анықталады.

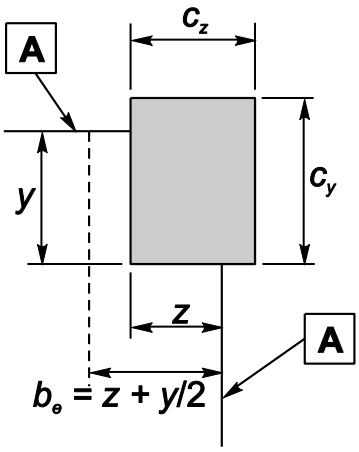
(3) [9.4.1(3)]Ішкі ұстындарда ортогональды бағытта ұстынның ішімен өтуі тиіс төменгі арматура (өзектерді екеуден кеме емес) орнатылу керек.

7.5.2 Шеткі және бұрыштық ұстындар аймағындағы арқалықсыз аражабындар

(1) [9.4.2(1)]Плитаның бос шетіне перпендикулярлы, иілетін моменттерді плитадан бұрыштық немесе шеткі ұстындарға беру үшін қажетті арматура 7.12-суретте көрсетілген b_e тиімді енінің шегінде орналасу керек.



а) шеткі ұстын: A – плитаның шеті; ескерту $y > c_y$.болуы мүмкін.



в) бұрыштық ұстын: A – плитаның шеті; ескерту $z > c_z$ и $y > c_y$.болуы мүмкін

y – плита шетінен ұстынның ішкі қырына дейінгі ара қашықтық.

7.12-сурет – Арқалықсыз аражабынның тиімді ені b_e

7.5.3 Майысу аймағындағы көлденең арматура

(1)[9.4.3(1)] Егер арматураны майысу аймағында орнату қажет болса (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (6.4) қараңыз), ол ішінде ұстынның жүктеу ауданы мен ішінде көлденең арматура енді қажет етілмейтін $k \cdot d$ бақылау периметрінің арасында орналасу керек. Ол екеуден кем емес көлденең қамыттар периметрлерінен жасалу керек (7.12-сурет). Қамыттар периметрлерінің арасындағы ара қашықтық 0,75d аспау керек.

Периметрдің бойындағы қамыттар арасындағы ара қашықтық бірінші бақылау периметрінің ішінде 1,5 d -дан (жүктеу ауданынан ара қашықтықта) және бірінші бақылау периметрінің периметрдің осы бөлігі майысуға кедергіні есептеу кезінде ескерілетін жерінде 2 d -дан аспау керек (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (6.22-сурет) қараңыз).

Төменге бүктелген өзектерде (7.13b-суретте көрсетілгендей) бір қамыттар периметрі жеткілікті болып қабылдануы мүмкін.

Ескертпе – $k = 1{,}5$в мәні ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 ұлттық қосымшасына сәйкес.

(2) Көлденең арматура талап етілген жағдайда $A_{s,min}$ қамыттың (немесе эквиваленттің) ауданы мына өрнек арқылы анықталады

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5\sin\alpha + \cos\alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \qquad (7.9)$$

мұндағы α - көлденең және негізгі арматуралар арасындағы ара қашықтық (яғни тік қамыттарда α = 90° және $sin\ \alpha = 1$);

s_r - көлденең қамыттар арасындағы тарамдалған бағыттағы ара қашықтық;

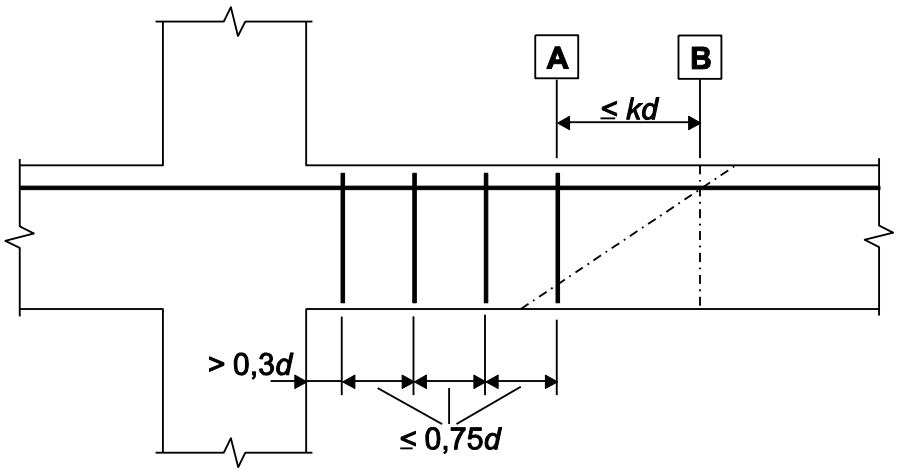
s_t - көлденең қамыттар арасындағы тангенциалды бағыттағы ара қашықтық;

f_{ck} - МПа-мен алғанда.

Майысуға есептеу кезінде ұстыннан 0,5d арақашықтық шегінде ғана орналасқан ширықтыратын элементтердің тік құрамдастары ескерілуі мүмкін.

(3) Жүктеу ауданы арқылы немесе осы аймақтан 0,25 d аспайтын ара қашықтықта өтетін бүгілген өзектер майысу аймағында көлденең арматура ретінде қолданылуы мүмкін (7.13b-суретті, үстін қараңыз).

(4) Тіректің қыры немесе жүктеу ауданының шегі мен есептеу кезінде ескерілген ең жақын көлденең арматура арасындағы ара қашықтық $d/2$ аспау керек. Бұл ара қашықтық созылған арматура деңгейінде өлшену керек. Егер бір ғана бүгілген өзектер қатары орнатылған болса, олардың еңістелу бұрышы 30° дейін төмендетілуі мүмкін.

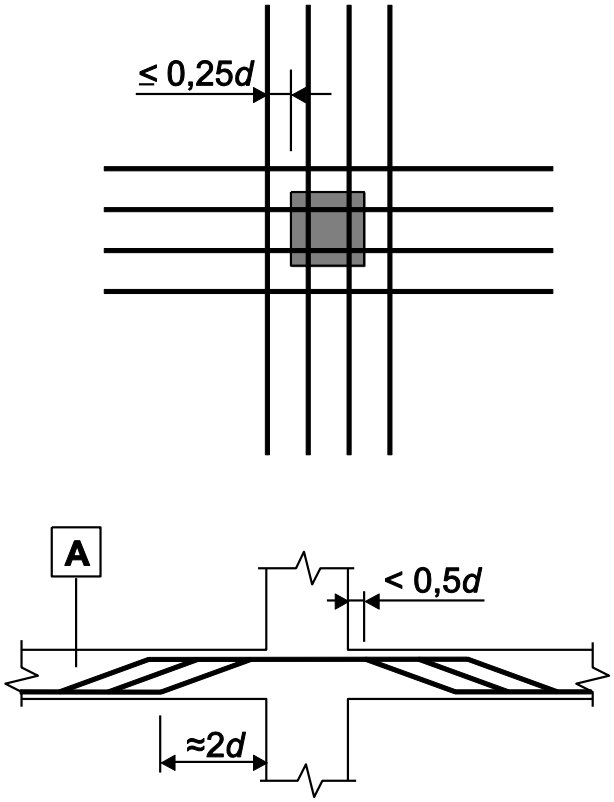


А – көлденең арматураны талап ететін сыртқы бақылау периметрі;

В – көлденең арматураны талап етпейтін бірінші бақылау периметрі.

а) Қамыттар арасындағы ара қашықтық

7.13-сурет – Жаншылу аймағындағы арматура



b) Бүгілген өзектер арасындағы ара қашықтық

7.13-сурет – Жаншылу аймағындағы арматура *(жалғасы)*

7.5.4 Жалпақ арқалықсыз монолитті аражабындарда ұстындардың орналасу аймағында және қабырғалардың көлденең жүктеу қарқындылығы жоғары шетжақ (бұрыштық) шеттерінің орналасқан жерлерінде жаншылу проблемасы орын алады. Егер бетон жаншылудың сыртқы контурының артында орналасқан жүктеуден жаншылу күшін қабылдаса, онда қосымша көлденең арматураны орнатудың қажеті жоқ. Олай болмаған жағдайда көлденең арматураны міндетті түрде орнату қажет және бұл сызбаларда көрсетіледі. Көлденең арматураны орнатқан жағдайда плитаның минималды биіктігі h_{min} =200 мм болу керек.

Көлденең арматура жіктеліп және пісіріліп орнатылады. Екі жағдайда да тік шыбықтар құрылыс нормаларында анықталған есептік кедергімен жұмысқа енгізу үшін сенімді анкерлену керек.

а) Жіктеп орнату

Жұмысшы арматура 180° -ға бүктелген жеке тік шыбықтармен қамтылады. Қамтудың әр бүйірінің ұзындығы тік арматураның 10d кем болмауға тиіс (7.14-сурет). Қолданылатын болаттың тобы бүгілу бұрышын қамтамасыз ету керек.

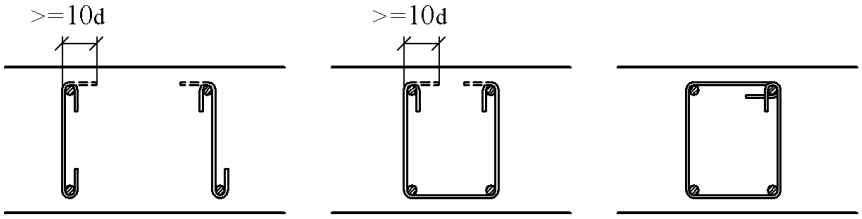
б) Дәнекерлеп орнату

Бұл жағдайда тік арматура көлденең арматураның анкерленуін қамтамасыз ететін қосымша көлденең шыбықтарға дәнекерленеді. Нүктелік түйістіріп пісірудің көмегімен дәнекерлеу қаңқалары түрінде орнату кезінде арматура класы таңдап алынбайды. Көлденең шыбықтардың диаметрі тік арматуран диаметрінен кем болмау керек. Үстіңгі

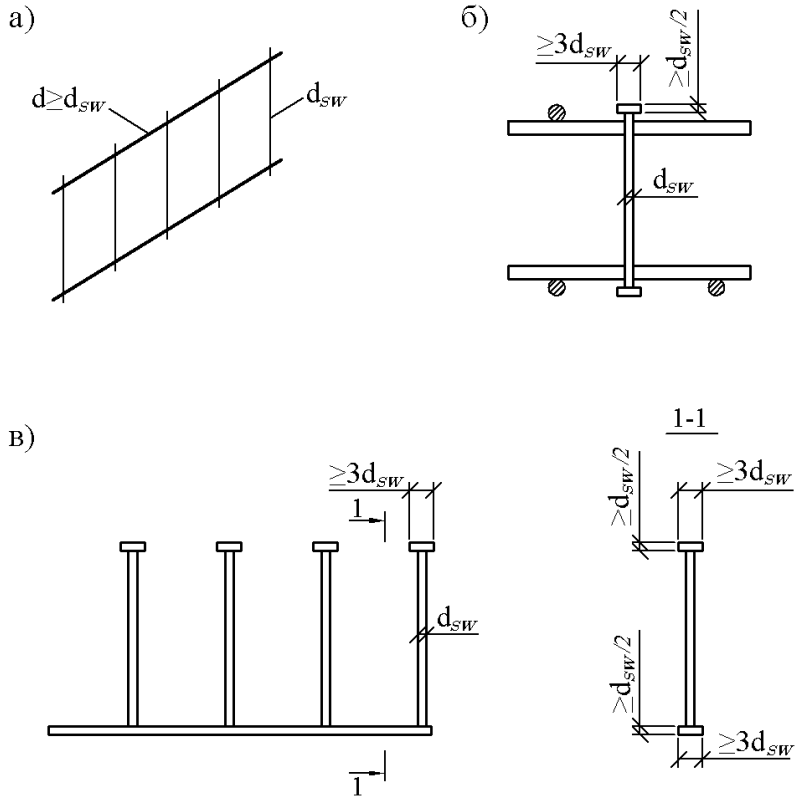
арматуралық шыбықтар қосымша есептік арматураның рөлін атқаруы мүмкін. Егер қаңқалар құрылыс алаңында жасалса немесе жекеленген көлденең шыбықтар монтаждау шарттары бойынша жасалу орнында дәнекерленсе, онда арматураның класы электрдоға арқылы дәнекерленген байланыстардың сенімділігін қамтамасыз ету керек (7.16-сурет).

Көлденең арматураны жеклеген шыбықтар түрінде қолданған кезінде анкерлеу шыбықтар бүйіржағына қалыңдығы өзек қалыңдығының ½ бөлігінен кем емес қалыңдықпен және бүйірлерінің өлшемі шыбықтар бөлігінен 3d кем емес пластиналар өзектерінің бүйіржақтарына пісіріледі (7.15).

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 қиылуда жұмыс істейтін патенттелген арматураны және қамыттар түріндегі дәстүрлі арматураны қолдануға рұқсат береді. Аталған жағдайлардың біріншісінде есептеу және құрылымдау Еуропалық техникалық нормалар мен ережелерге сәйкес жүзеге асырылу керек (7.17-сурет).

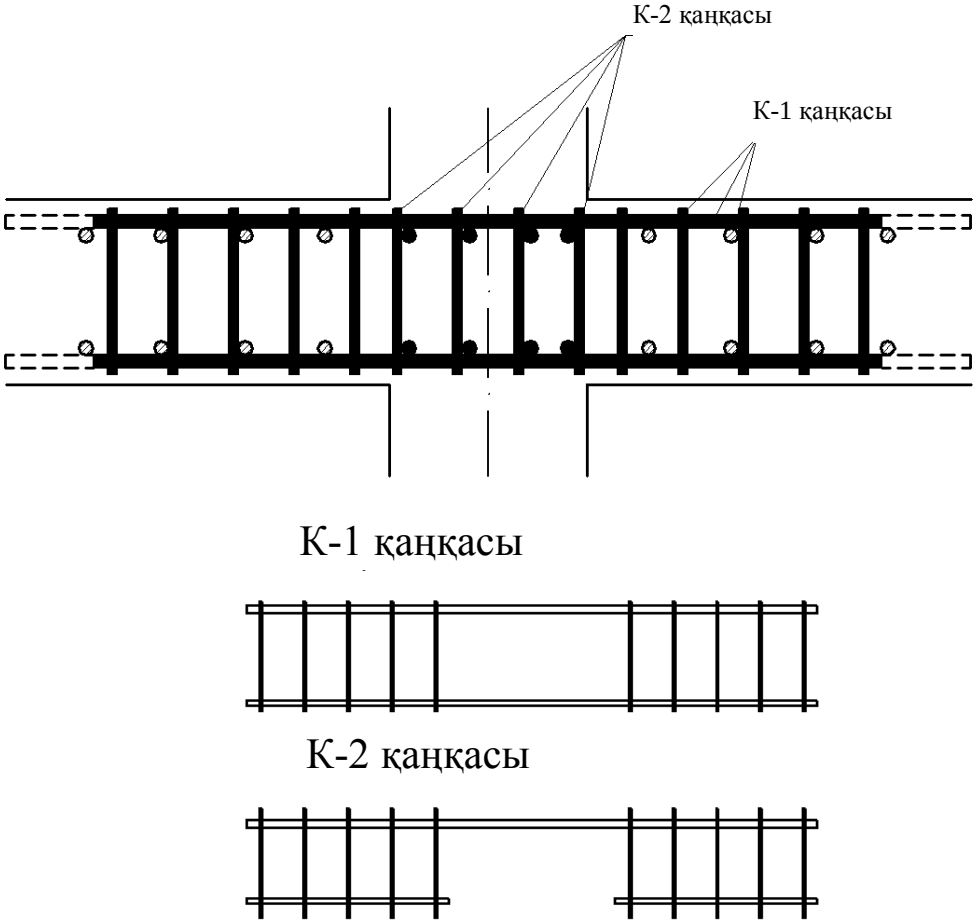


7.14-сурет– Көлденең арматура



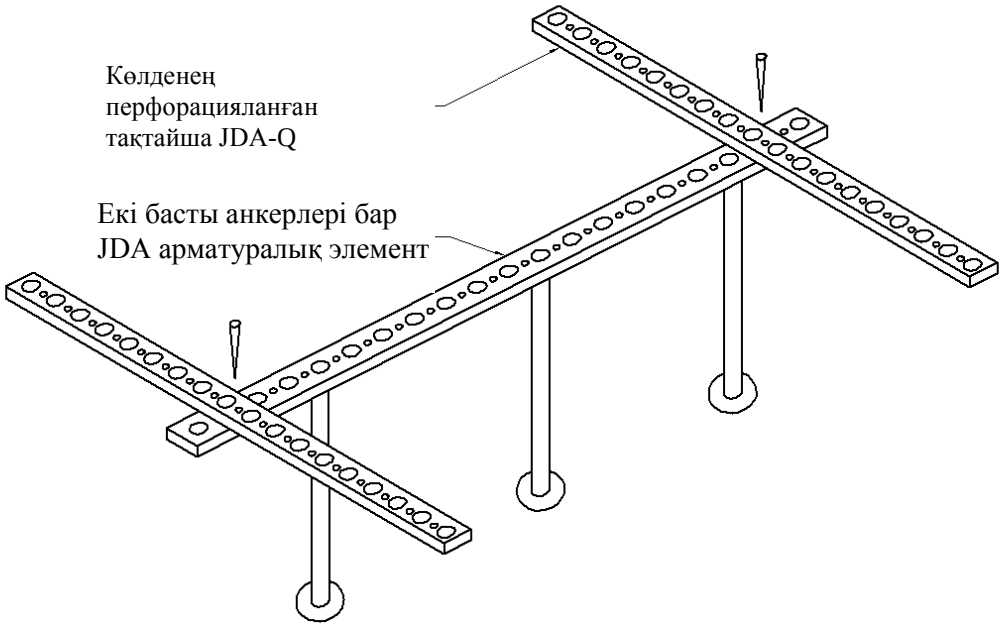
а – дәнекерленген қаңқа; б – жеке шыбық; в – шыбықтар класы

7.15-сурет– Көлденең арматураны анкерлеу



К-1 қаңқасы, К-2 қаңқасы –дәнекерленген қаңқалар

7.16-сурет–Арматураны орнатылған жерінде монтаждау



7.17-сурет - JORDAHL фирмасының жаншылудандан сақтайтын арнайы импорттық JDA арматурасы

А Қосымшасы
(*ақпараттық*)

Арматура кластары белгіленулерінің сәйкестігі

А.1-кесте – Арматура кластарының белгіленулері

Осы НТҚ құрал бойынша арматура класы	ҚНжЕ 2.03.01 №4 өзгерісі бойынша белгіленуі	ҚНжЕ 2.03.01 бойынша белгіленуі	НТҚ бойынша арматураның сапасын регламенттейтін құжат	Арматураның түрі және профилі
St 400	А 400	А-III	ГОСТ 5781	Мерзімдік айналма профильдің өзекті түрі
		-	ГОСТ 10884 СТ РК СТБ 1704	Сақиналы немесе орақ тәрізді профильдің өзекті түрі
St500	А500	-	ГОСТ 10884 СТ РК СТБ 1704	Сақиналы немесе орақ тәрізді профильдің өзекті түрі
		-	ТУ 14- 1-5254-2006 ТУ 14-1-5526-2006 СТО АСЧМ 7-93	Орақ тәрізді профильдің өзекті түрі
	Вр-I	Вр-I	ГОСТ 6727 СТ РК СТБ 1704	Ішіне майысқан сымды түрі

А.1-кестеде өзекті арматураның нақты түрі (ыстықтай өңделген, термомеханикалық, нығайтылған) көрсетілмеген. Оны белгілеу кезінде ыстықтай арматураның тиісті класыының белгіленуі қолданылады (мысалы, А400, Ат400, Ат400К, Ат400СК кластарының арматуралары А400 деп белгіленеді). Арматураның диаметрін және класын осы құрал бойынша белгілегеннен кейін арматураны оның сапасын регламенттейтін стандарт бойынша белгілеу керек, мысалы, диаметрі 12 мм St400 класс арматурасын Ø12 St400 деп белгілейді (А.4 ГОСТ 5781).

Б Қосымшасы
(*ақпараттық*)

Жылжығыштық және шөгу деформациялары

Б.1 Жылжығыштық коэффициентін анықтауға арналған негізгі теңдеулер

(1) $\varphi(t,t_0)$ жылжығыштық коэффициенті мына формула бойынша есептелуі мүмкін:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0), \qquad (Б.1)$$

мұндағы φ_0- төмендегідей анықталуы мүмкін шартты жылжығыштық коэффициенті:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \qquad (Б.2)$$

мұндағы φ_{RH} - ауаның салыстырмалы ылғалдығының шартты жылжығыштық коэффициентіне әсерін ескеретін коэффициент:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для} \quad f_{cm} \leq 35\text{МПа}, \qquad (Б.3a)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \quad \text{для} \quad f_{cm} > 35\text{МПа}, \qquad (Б.3b)$$

мұндағы RH - қоршаған ортаның салыстырмалы ылғалдығы, проценттан;

$\beta(f_{cm})$ - бетонның сығылуы кезінде беріктік шегінің шартты жылжығыштық коэффициентіне әсерін ескеретін коэффициент:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}, \qquad (Б.4)$$

мұндағы f_{cm}- жасы 28 тәул. бетонның сығылу кезінде МПа өлшенген орташа беріктігі;

$\beta(t_0)$- жүктеудің басында бетон жасының шартты жылжығыштық коэффициентіне әсерін ескеретін коэффициент:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1+t_0^{0{,}20}}; \qquad (Б.5)$$

h_0- элементтің шартты келтірілген өлшемі, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \qquad (Б.6)$$

мұндағы A_c- бетонның көлденең қимасының жалпы ауданы;

u - атмосферамен байланысатын элементтің периметрі;

$\beta_c(t, t_0)$- жүктеу салынғаннан кейін жылжығыштықтың дамуын суреттейтін коэффициент мына формула бойынша есептелген:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0,3}, \qquad (Б.7)$$

мұндағы t - бетонның осы кезіндегі тәулікпен өлшенген жасы;

t_0- бетонның жүктемелеу кезіндегі тәулікпен өлшенген жасы;

$t - t_0$- жүктеудің тәулікпен өлшенген шамаланған ұзақтығы;

β_H- ауаның (RH, проценттан) салыстырмалы ылғалдығын және элементтің (h_0, мм) шартты өлшемін ескеретін коэффициент. Ол былай анықталуы мүмкін:

$$\beta_H = 1{,}5[1 + (0{,}012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ для } \quad f_{cm} \leq 35\text{МПа}, \qquad (Б.8a)$$

$$\beta_H = 1{,}5[1 + (0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ для } \quad f_{cm} > 35\text{МПа}, \qquad (Б.8b)$$

$\alpha_{1/2/3}$- бетон беріктігінің әсерін ескеруге арналған коэффициенттер:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{-0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{-0,2} \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{-0,5}. \qquad (Б.8c)$$

(2) Цемент түрінің (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.2 (б))) бетонның жылжығыштық коэффициентіне әсері (Б.5) формуласында төмендегі өрнекке сәйкес t_0 жүктеу басында жасын жаңарту арқылы ескерілуі мүмкін:

$$t_0 = t_{0,T}\left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}}\right)^{\alpha} \geq 0{,}5 \qquad (Б.9)$$

мұндағы $t_{0,T}$- бетонның сонымен қатар (Б.10) формуласы бойынша түзетілген жүктеу басындағы температура ескерілген жасы, тәулікпен;

α - цементтің түріне байланысты дәреже көрсеткіші:

α = –1 – S класты цемент үшін

α = 0 - N класты цемент үшін

α = 1 - R класты цемент үшін

(3) (0-80) °C диапазонындағы жоғарылатылған немесе төмендетілген температуралардың бетонның жетілгендік дәрежесіне әсері бетон жасын төмендегі формулаға сәйкес түзету арқылы ескерілуі мүмкін:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273 + T(\Delta t_i)] - 13{,}65)} \cdot \Delta t_i, \qquad (Б.10)$$

мұндағы t_T- бетонның температура ескеріліп түзетілген тиісті формулаларда t –ны ауыстыратын жасы;

$T(\Delta t_i)$ - температура, °C, Δt_i уақыт аралығының ішінде;

Δt_i-T температурасы басым болатын тәуліктер саны.

Зертханалық зерттеулер нәтижелерінің компьютерлік мәліметтер базасы бойынша анықталған жоғарыда көрсетілген жылжығыштық коэффициентінің әдісімен табылған орташа түрлендірме коэффициенті 20 % шегінде болып отыр.

Жоғарыда берілген $\varphi(t, t_0)$ мәндері E_c жанама модулімен байланысты болу керек.

Егер дәлдігі төмен баға қанағаттанарлық болып есептелсе, ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1-суретінде) көрсетілген мәндер жасы 70-тегі бетонның жылжығыштығы үшін қолданылуы мүмкін.

Б.2 Кебу кезіндегі шөгу деформациясын анықтауға арналған негізгі теңдеулер

(1) $\varepsilon_{cd,0}$ кебуінен негізгі шөгу деформациясы былай есептеледі:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot exp\left(-\alpha_{ds2}\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \qquad (Б.11)$$

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \qquad (Б.12)$$

мұндағы f_{cm}- бетонның сығылу кезіндегі орташа беріктігі (МПа);

f_{cm0}= 10 МПа;

α_{ds1}- цементтің түрін ескеретін коэффициент (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.2 (6)) қараңыз):

α_{ds1}= 3 – S класты цемент үшін;

α_{ds1}= 4 - N класты цемент үшін;

α_{ds1}= 6 - R класты цемент үшін;

α_{ds2}- цементтің түрін ескеретін коэффициент:

α_{ds2}= 0,13 - S класты цемент үшін;

α_{ds2}= 0,12 - N класты цемент үшін;

α_{ds2}= 0,11 - R класты цемент үшін;

RH - ауаның салыстырмалы ылғалдығы (%);

RH_0 = 100 %.

Ескертпе – exp{} мәні $e^{()}$ мәніне ұқсас.

В Қосымшасы
(*ақпараттық*)

Есептеу мысалдары

Жартылай төлелі екі қабатты ғимарат. Есептеу үшін беларқасыз қаңқада жасалған созылған екі аралықты ғимарат алынады.

Плиталардың қалыңдығы 200 мм, ұстындардың қимасы 400 × 400 мм, қадамы 6 × 6 м, іргетаста қатты қысылған және ұстынүстілік плиталармен жақтау арқылы байланыстырылған болып табылады. Қабаттың биіктігі 4,5 м тең. Жартылай төлелі қабаттың биіктігі 3,5 м. Аспалы керамзитбетон тақталарынан жасалған сыртқы қабырғалардың қалыңдығы 300 мм, γ=10к Н/м^3.

1.*Жабынға жасалатын жүктеулердің жиыны* (В.1-кесте)

а) Тұрақты жүктеу

В.1-кесте – Жабынға салынатын жүктеулер

Жүктеу	g_k, кН/м^2	γ_G	g_d Н/м^2
Монолитті плита (γ=25 кН/м^3, $h_{ср}$ = 0,20 м)	5,0	1,35	6,75
Буоқшаулау (бір қабат рубероид)	0,07	1,35	0,095
Жылытқыш керамзит (γ=5 кН/м^3, $h_{ср}$ =0,20 м)	1,0	1,35	1,35
Қалыңдығы 3 см арматураланған төсем 3 см (γ=22 кН/м^3)	0,66	1,35	0,891
Рубероид (үш қабат)	0,2	1,35	0,27
Жиыны	6,93	-	9,356

б) Қарлы жүктеу (III қарлы аймақ үшін) $F_k = 1{,}0\,кН/м^2$; $\gamma_F = 1{,}5$; $F_d = 1{,}0 \times 1{,}5 = 1{,}5\,кН/м^2$.

2. Қабатаралық аражабындарға жасалатын жүктеулер жиыны (В.2-кесте)

а) Тұрақты жүктеу

В.2-кесте – Қабатаралық аражабындарға салынатын жүктеулер

Нагрузка	g_k, кН/м^2	γ_G	g_d кН/м^2
Монолитті плита (γ=25 кН/м^3, $h_{ср}$ =200 мм)	5,0	1,35	6,75
Еденнің конструкциясы	1,5	1,35	2,025
Арақабырғалар	0,5	1,35	0,675
Жиыны	7,0	-	9,45

б) Ауыспалы жүктеу: $q_k = 2{,}0\,кН/м^2$, $\gamma_Q = 1{,}5$; $q_d = 1{,}5 \times 2 = 3{,}0\,кН/м^2$.

Жақтау беларқасының 1 кума метріне жасалатын жүктемелер және шоғырланған жүктемелер В.1-суретте келтірілген.

1. Жақтаудың үстіңгі беларқасы

а) Тұрақты жүктеу

$$g_k^1=6{,}93\times6=41{,}58 \text{ кН/м};\ g_d^1=9{,}356\times6=56{,}2 \text{ кН/м}.$$

Сыртқы қабырғаның және керамзитбетонды тақталар жиек қабырғаларының салмағы:

$$G_k^1=0{,}3\times2\times6\times10=36 \text{ кН};$$

$$G_d^1=36\times1{,}35=48{,}6 \text{ кН}.$$

б) Қар жүктеуі

$$q_k^1=1{,}0\times6=6 \text{ кН/м};$$

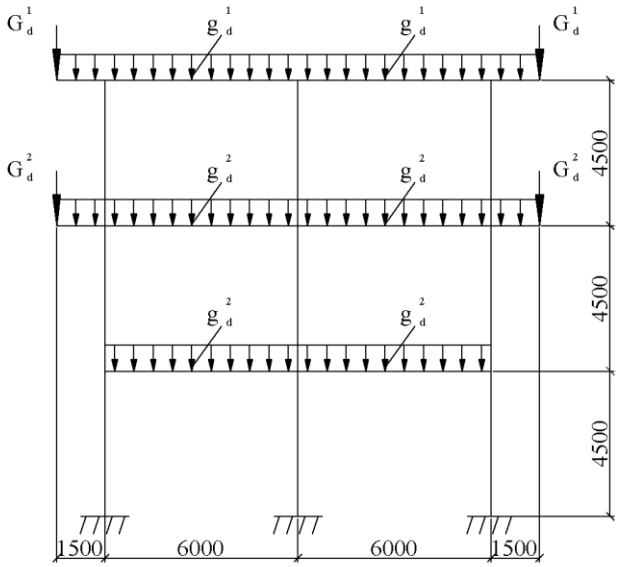
$$q_d^1=1{,}5\times6=9{,}0 \text{ кН/м}.$$

2. *Жақтаудың ортаңғы беларқасы*

а) Тұрақты жүктеу

$$g_k^2=7{,}0\times6=42 \text{ кН/м};$$

$$g_d^2=9{,}45\times6=56{,}7 \text{ кН/м}.$$



В.1-сурет- Тігінен жүктеулер сызбасы

Сыртқы қабырғаның, терезе аралықтарының және әйнектелуінің салмағы:

$$G_k^2=0,3\times1,75\times6\times10+0,25\times2,5\times3\times10+1\times2,5\times3=57,7 \text{ кН};$$

$$G_d^2=31,5\times1,35+18,75\times1,35+7,5\times1,35=78 \text{ кН}.$$

б) Ауыспалы жүктеу

$$q_k^2=2\times6=12 \text{ кН/м};$$

$$q_d^2=3\times6=18 \text{ кН/м}.$$

3. *Жақтаудың төменгі беларқасы*

Жақтаудың төменгі беларқасына біркелкі үлестірілген, ортаңғы беларқаға салынатын жүктеуге тең жүктеуді қабылдаймыз, себебі төленің жіктелетін төбесінің жоқ болуы төле төбесінің астынан өтетін инженерлік коммуникациялардың көптігімен толықтырылады.

Ары қарай есепті В.2-суретінде берілген есептік сызбасымен эквиваленттік жақтау әдісімен жүргіземіз.

Жақтау элементтерінің геометриялық сипаттамаларын анықтаймыз:

беларқаның инерция моменті $I_p=\frac{60\cdot2^3}{12}=40$ дм^4;

ұстынның инерция моменті $I_k=\frac{4\cdot4^3}{12}=21,3$ дм^4;

жақтау элементтерінің қума қаттылықтары:

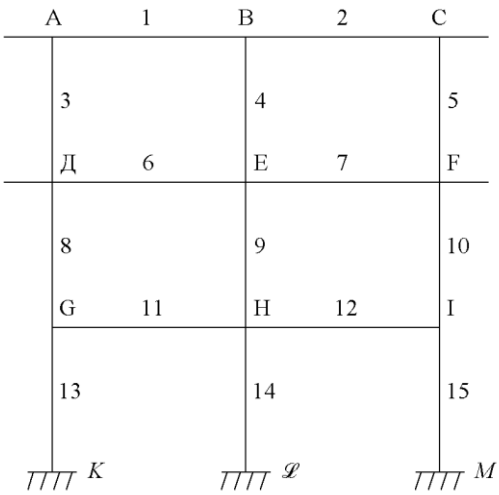
$$\lambda=\frac{I}{l};\lambda_1=\lambda_2=\lambda_6=\lambda_7=\lambda_{11}=\lambda_{12}=\frac{40}{60}=0,67;$$

$$\lambda_3=\lambda_4=\lambda_5=\lambda_8=\lambda_9=\lambda_{10}=\lambda_{13}=\lambda_{14}=\lambda_{15}=\frac{21,3}{45}=0,473;$$

Жақтау түйіндерінде үлестірілу коэффициентін анықтау:

А түйіні

$$k_1=\frac{\lambda_1}{\lambda_1+\lambda_3}=\frac{0,67}{0,67+0,473}=0,586;\ k_3=\frac{\lambda_3}{\lambda_1+\lambda_3}=\frac{0,473}{0,67+0,473}=0,414;$$



В.2-сурет-Жақтаудың есептік сызбасы

В түйіні

$$k_1 = \frac{\lambda_1}{\lambda_1+\lambda_2+\lambda_4} = \frac{0,67}{0,67+0,67+0,473} = 0,37; k_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1+\lambda_2+\lambda_4} = 0,37; k_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_1+\lambda_2+\lambda_4} = 0,26;$$

С түйіні

$k_2 = 0,586;\quad k_5 = 0,414$ (симметриялы болу себебінен).

D түйіні

$$k_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_3+\lambda_6+\lambda_8} = \frac{0,473}{0,473+0,67+0,473} = 0,293; k_6 = \frac{\lambda_6}{\lambda_3+\lambda_6+\lambda_8} = 0,415; k_8 = 0,293;$$

Е түйіні

$$k_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_4+\lambda_6+\lambda_7+\lambda_9} = \frac{0,473}{0,473+0,67+0,67+0,473} = 0,207;$$

$$k_6 = \frac{\lambda_6}{\lambda_4+\lambda_6+\lambda_7+\lambda_9} = 0,293; k_7 = 0,293; k_9 = 0,207;$$

F түйіні

$k_5 = 0,293; k_7 = 0,415;\ k_{10} = 0,293$ (симметриялы болу себебінен).

G түйіні

$$k_8 = \frac{\lambda_8}{\lambda_8+\lambda_{11}+\lambda_{13}} = \frac{0,473}{0,473+0,67+0,473} = 0,295;$$

$$k_{11} = \frac{\lambda_{11}}{\lambda_8+\lambda_{11}+\lambda_{13}} = 0,415; k_{13} = \frac{\lambda_{13}}{\lambda_8+\lambda_{11}+\lambda_{13}} = 0,295;$$

Н түйіні

$$k_9 = \frac{\lambda_9}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = \frac{0{,}473}{0{,}473+0{,}67+0{,}67+0{,}473} = 0{,}207;$$

$$k_{11} = \frac{\lambda_{11}}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = 0{,}293; k_{12} = \frac{\lambda_{12}}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = 0{,}293; k_{14} = \frac{\lambda_{14}}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = 0{,}207;$$

I түйіні

$k_{10} = 0{,}295; k_{12} = 0{,}415;\ k_{15} = 0{,}295$ (симметриялы болу себебінен).

Жақтаудың барлық шыбықтары мен байламдарының беру коэффициенті 0,5 тең.

Жақтаудың тігінен жүктеуін есептеу. Сауда орталығының біркелкі жүктелуінің үлкен ықтималдығын ескерсек, есептеу уақытша жүкпен жаппай жүктеуге жүргізіледі. Тәжірибе есептік күш салуларды анықтау кезіндегі дәлсіздіктердің аз болатындығын көрсетті. Күш салуларды дәлірек айқындау қажет болған жағдайларда жақтаудың уақытша жүктің жүктелу мүмкіндігін бөлек есептеп, иілетін моменттердің есептік қисындасуын таңдап алу керек. Осы мысалда көрсетілген жақтаудың тіректік түйіндерін есептеу үшін жаппай жүктеу жолы максималды иілетін моменттерге қол жеткізеді.

Жақтауды реттік жуықтау әдісімен кесте түрінде есептейміз. Бастапқы екпін алу моменттерін анықтаймыз.

Консольдық моменттер:

$$M_A = M_C = \frac{(56{,}2+9)\cdot 1{,}5^2}{2} + 48{,}6\cdot 1{,}5 = 146\ \text{кН}\cdot\text{м};$$

$$M_D = M_F = \frac{(56{,}7+18)\cdot 1{,}5^2}{2} + 78\cdot 1{,}5 = 201\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Үстіңгі беларқалардағы түйінді моменттер:

$$M_{\text{оп}} = \frac{65{,}2\cdot 6^2}{12} = 195{,}6\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Ортаңғы және төменгі беларқалардағы түйінді моменттер:

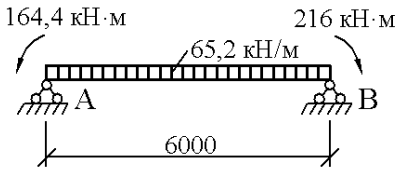
$$M_{\text{оп}} = \frac{74{,}7\cdot 6^2}{12} = 224{,}1\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Екпін алу үшін бастапқы моменттерді 10 есе арттырамыз. Тірек моменттерінің анықтамасы В.3-кестеде келтірілген.

Жақтау беларқаларындағы аралық моменттерді есептейміз.

Үстіңгі беларқалар (В.3-сурет):

$$R_A = \frac{65,2 \cdot 6}{2} - \frac{216 - 164,4}{6} = 187 \text{ кН};$$



В.3-сурет – Үстіңгі беларқаны жүктеу сызбасы

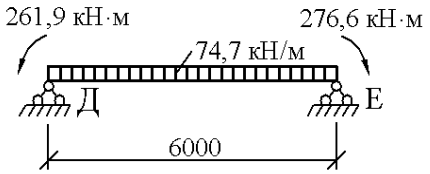
$$R_B = \frac{65,2 \cdot 6}{2} + \frac{216 - 164,4}{6} = 204,2 \text{ кН};$$

187-65,2x=0; $\quad x = \frac{187}{65,2} = 2,87$ м

$$M_{max} = 187 \cdot 2,87 - \frac{65,2 \cdot 2,87^2}{2} = 268 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ортаңғы беларқалар (В.4-сурет):

$$R_D = \frac{74,7 \cdot 6}{2} - \frac{276,6 - 261,9}{6} = 221,7 \text{ кН};$$



В.4-сурет – Ортаңғы беларқаны жүктеу сызбасы

$$R_E = \frac{74,7 \cdot 6}{2} + \frac{276,6 - 261,9}{6} = 226,6 \text{ кН};$$

221,7-74,7x=0; $x = \frac{221,7}{74,7} = 2,97$ м;

$$M_{max} = 221,7 \cdot 2,97 - \frac{74,7 \cdot 2,97^2}{2} = 328 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

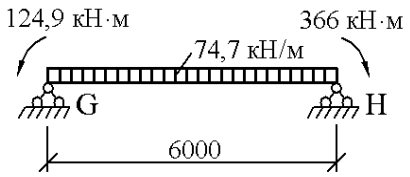
Төменгі беларқалар (В.5-сурет):

$$R_G = \frac{74{,}7 \cdot 6}{2} - \frac{366 - 124{,}9}{6} = 184 \text{ кН};$$

$$R_H = \frac{74{,}7 \cdot 6}{2} + \frac{366 - 124{,}9}{6} = 264 \text{ кН};$$

$$184 - 74{,}7x = 0; \quad x = \frac{184}{74{,}7} = 2{,}46 \text{ м};$$

$$M_{max} = 184 \cdot 2{,}46 - \frac{74{,}7 \cdot 2{,}46^2}{2} = 226{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$



В.5-сурет – Төменгі беларқаны жүктеу сызбасы

Бойлық бағытта қабаттылығы бұрынғыдай көпаралық жақтау бар. Бұл жақтаудағы моменттердің мәні төмен, ал плиталар мен ұстындардың арматуралануы конструкциялық ұғыныстар бойынша және монтаждаудың қолайлығы үшін симметриялы болу керек, сондықтан екі бағыттағы да есептік моменттер көлденең жақтауды есептеу бойынша қабылданады. Қол жеткізілген иілетін моменттерді жақтау беларқасының ұстынүстілік және аралық сызықтарының арасында үлестіреміз. Сызықтың есептік ені жиналмалы аражабын элементіне тең болғандықтан, үлестірудің нәтижесінде шығатын есептік мом енттер плиталардың толық еніне (3 м) тура келеді.

Осы жұмыстың ұсыныстарына сәйкес (6.1-кестені қараңыз) иілетін моменттерді үлестіреміз. Көлденең бағыт моменттерін M_x, ал бойлық бағыт моменттерін M_y деп белгілейміз (есептеудің жалғасын 6.3 қараңыз)

В.3-кесте– Арматуралау

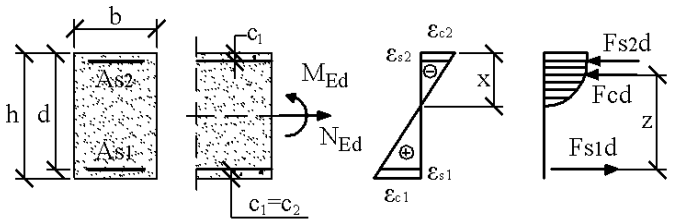
Түйін	A			B			C			D				E
Шыбық	Консоль	1	3	1	2	4	2	5	Кон-соль	Кон-соль	3	6	8	4
$k_Р$	-	0,586	0,414	0,37	0,37	0,26	0,586	0,414	-	-	0,293	0,415	0,293	0,207
$k_П$	$k_П$ =0.5													
$k_Р$*$k_П$	-	0,293	0,207	0,185	0,185	0,13	0,293	0,207	-	-	0,146	0,207	0,146	0,104
$M_{ОП}$	-1460	1644	-184	-2160	2160	0	-1644	184	1460	-2010	-200	2619	-409	0

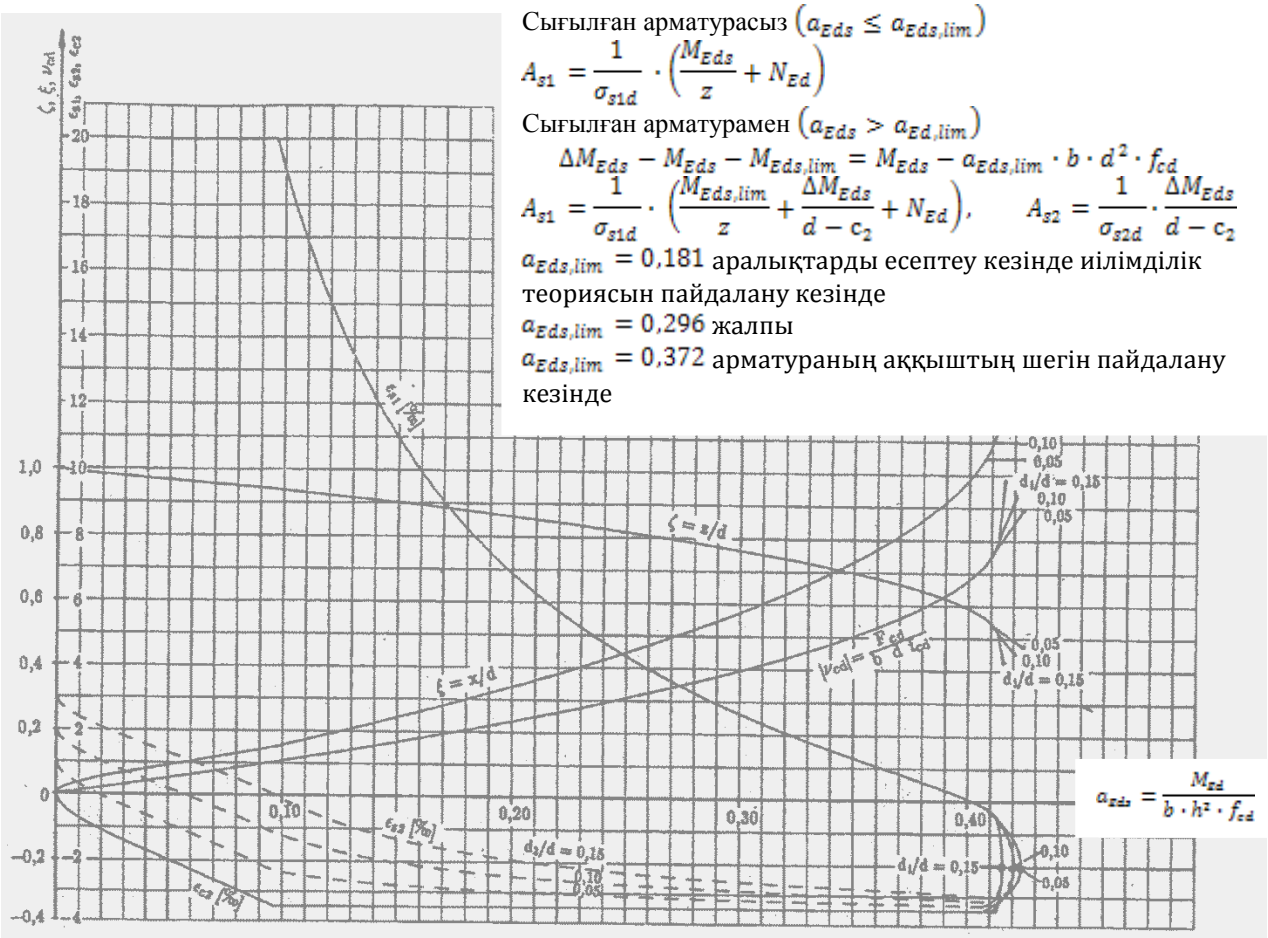
Түйін	E			F				G			H				I			K	L	M
Шыбық	6	7	9	5	7	10	Кон-соль	8	11	13	9	11	12	14	10	12	15	13	14	15
$k_Р$	0,293	0,293	0,202	0,293	0,415	0,293	-	0,295	0,415	0,295	0,207	0,293	0,293	0,207	0,295	0,415	0,295	-	-	-
$k_П$	$k_П$ =0.5																			
$k_Р$*$k_П$	0,147	0,147	0,101	0,147	0,208	0,147	-	0,145	0,208	0,145	0,104	0,147	0,147	0,104	0,148	0,208	0,148	-	-	-
$M_{ОП}$	-2766	2766	0	200	-2619	409	2010	-553	1249	-696	0	-3660	3660	0	453	-1249	796	-549	0	549

Г Қосымшасы
(ақпараттық)

Көтергіш қабілеттері

C12/15-C50/60





Сығылған арматурасыз $\left(a_{Eds} \leq a_{Eds,lim}\right)$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed}\right)$$

Сығылған арматурамен $\left(a_{Eds} > a_{Ed,lim}\right)$

$$\Delta M_{Eds} - M_{Eds} - M_{Eds,lim} = M_{Eds} - a_{Eds,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left(\frac{M_{Eds,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{Eds}}{d - c_2} + N_{Ed}\right), \qquad A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2d}} \cdot \frac{\Delta M_{Eds}}{d - c_2}$$

$a_{Eds,lim} = 0{,}181$ аралықтарды есептеу кезінде иілімділік теориясын пайдалану кезінде

$a_{Eds,lim} = 0{,}296$ жалпы

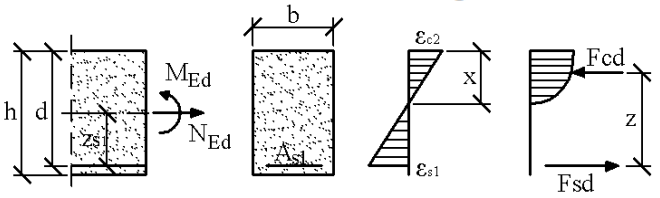
$a_{Eds,lim} = 0{,}372$ арматураның аққыштың шегін пайдалану кезінде

$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Г.1-сурет- Тік төртбұрышты қиманың иілетін темірбетон элементтерінің көтергіш қабілетінің жалпы диаграммасы

Г.1-кесте- Өлшемсіз коэффициенттерді пайдалану арқылы бір арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін темір-бетон элементтерінің көтергіш қабілетін анықтау

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{Sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

α_{Eds}	ω	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	ε_{c2} в‰	ε_{s1} в‰	σ_{Sd} [1)] вN/mm	σ_{Sd} [2)] вN/mm
0,01	0,0101	0,036	0,987	-0,75	20,00	434,8	456,5
0,02	0,0204	0,053	0,981	-1,12	20,00	434,8	456,5
0,03	0,0307	0,067	0,976	-1,43	20,00	434,8	456,5
0,04	0,0412	0,079	0,971	-1,72	20,00	434,8	456,5
0,05	0,0518	0,091	0,966	-2,01	20,00	434,8	456,5
0,06	0,0625	0,103	0,960	-2,31	20,00	434,8	456,5
0,07	0,0733	0,116	0,954	-2,62	20,00	434,8	456,5
0,08	0,0844	0,128	0,948	-2,94	20,00	434,8	456,5
0,09	0,0955	0,141	0,942	-3,28	20,00	434,8	456,5
0,10	0,1069	0,155	0,935	-3,50	19,03	434,8	454,9
0,11	0,1185	0,172	0,928	-3,50	16,83	434,8	452,4
0,12	0,1303	0,189	0,921	-3,50	14,99	434,8	450,4
0,13	0,1422	0,207	0,914	-3,50	13,43	434,8	448,6
0,14	0,1544	0,224	0,907	-3,50	12,10	434,8	447,1
0,15	0,1668	0,242	0,899	-3,50	10,94	434,8	445,9
0,16	0,1795	0,261	0,892	-3,50	9,92	434,8	444,7
0,17	0,1924	0,280	0,884	-3,50	9,02	434,8	443,7
0,18	0,2055	0,299	0,876	-3,50	8,22	434,8	442,7
0,19	0,2190	0,318	0,868	-3,50	7,50	434,8	442,0
0,20	0,2327	0,338	0,859	-3,50	6,85	434,8	441,3
0,21	0,2468	0,359	0,851	-3,50	6,26	434,8	440,6
0,22	0,2613	0,380	0,842	-3,50	5,72	434,8	440,1
0,23	0,2761	0,401	0,833	-3,50	5,22	434,8	439,5
0,24	0,2913	0,423	0,824	-3,50	4,77	434,8	439,0
0,25	0,3070	0,446	0,814	-3,50	4,35	434,8	438,5
0,26	0,3231	0,470	0,805	-3,50	3,95	434,8	438,1
0,27	0,3398	0,494	0,795	-3,50	3,59	434,8	437,7
0,28	0,3571	0,519	0,784	-3,50	3,24	434,8	437,3
0,29	0,3750	0,545	0,773	-3,50	2,92	434,8	437,0
0,30	0,3937	0,572	0,762	-3,50	2,62	434,8	436,7
0,31	0,4132	0,601	0,750	-3,50	2,33	434,8	436,4
0,32	0,4337	0,630	0,738	-3,50	2,05	434,8	436,1
0,33	0,4553	0,662	0,725	-3,50	1,79	434,8	435,8
0,34	0,4783	0,695	0,711	-3,50	1,54	434,8	435,5
0,35	0,5029	0,731	0,696	-3,50	1,29	434,8	435,8
0,36	0,5295	0,769	0,680	-3,50	1,05	434,8	435,5
0,37	0,5587	0,812	0,662	-3,50	0,81	434,8	435,8
0,38	0,5915	0,860	0,642	-3,50	0,57	434,8	435,5
0,39	0,6297	0,915	0,619	-3,50	0,32	434,8	435,8
0,40	0,6774	0,984	0,591	-3,50	0,06	434,8	435,5

Г.2а-кесте- Өлшемсіз коэффициенттерді пайдалану арқылы қос арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін темірбетон элементтердің көтергіш қабілетін анықтау

Элементтің жеткілікті көтергіш қабілетін қамтамасыз ету үшін сығылған аймақтың $\xi = \frac{x}{d}$ салыстырмалы биіктігі келесі шекті мәндерден аспау керек ξ_{lim}:

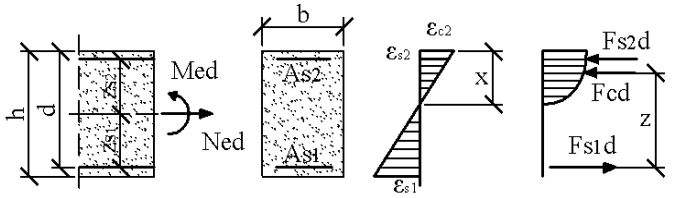
$-\xi_{lim} = 0{,}25$ аралықтарды есептеу кезінде иілімділік теориясын пайдалану кезінде;

$-\xi_{lim} = 0{,}45$ - С12/15-тен С35/45 дейінгі класты бетондар үшін;

$-\xi_{lim} = 0{,}35$ С40/50 және одан жоғары класты бетондар үшін;

$-\xi_{lim} = 0{,}617$ арматураның аққыштық шегін пайдалану кезінде.

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

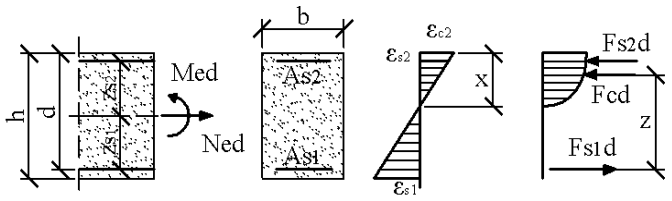
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
	0,19	0,212	0,009	0,212	0,010	0,213	0,016	0,213	0,034
	0,20	0,222	0,020	0,223	0,021	0,224	0,034	0,226	0,072
	0,21	0,233	0,030	0,234	0,033	0,236	0,052	0,238	0,111
	0,22	0,243	0,041	0,245	0,044	0,248	0,071	0,251	0,150
	0,23	0,254	0,051	0,256	0,056	0,260	0,089	0,263	0,189
	0,24	0,264	0,062	0,268	0,067	0,271	0,107	0,276	0,228
	0,25	0,275	0,072	0,279	0,079	0,283	0,125	0,288	0,267
	0,26	0,285	0,083	0,290	0,090	0,295	0,144	0,301	0,305
	0,27	0,296	0,093	0,301	0,102	0,307	0,162	0,313	0,344
	0,28	0,306	0,104	0,312	0,113	0,318	0,180	0,326	0,383
	0,29	0,317	0,114	0,323	0,125	0,330	0,199	0,338	0,422
	0,30	0,327	0,125	0,334	0,136	0,342	0,217	0,351	0,461
	0,31	0,338	0,135	0,345	0,148	0,354	0,235	0,363	0,499
	0,32	0,348	0,146	0,356	0,159	0,366	0,253	0,376	0,538
	0,33	0,359	0,156	0,368	0,171	0,377	0,272	0,388	0,577
$\xi_{lim} = 0{,}250$	0,34	0,369	0,167	0,379	0,182	0,389	0,290	0,401	0,616
	0,35	0,380	0,178	0,390	0,194	0,401	0,308	0,413	0,655
	0,36	0,390	0,188	0,401	0,206	0,413	0,326	0,426	0,694
	0,37	0,401	0,199	0,412	0,217	0,424	0,345	0,438	0,732
	0,38	0,412	0,209	0,423	0,229	0,436	0,363	0,451	0,771
	0,39	0,422	0,220	0,434	0,240	0,448	0,381	0,463	0,810
	0,40	0,433	0,230	0,445	0,252	0,460	0,399	0,476	0,849
	0,41	0,443	0,241	0,456	0,263	0,471	0,418	0,488	0,888
	0,42	0,454	0,251	0,468	0,275	0,483	0,436	0,501	0,926
	0,43	0,464	0,262	0,479	0,286	0,495	0,454	0,513	0,965
	0,44	0,475	0,272	0,490	0,298	0,507	0,473	0,526	1,004
	0,45	0,485	0,283	0,501	0,309	0,518	0,491	0,538	1,043
	0,46	0,496	0,293	0,512	0,321	0,530	0,509	0,551	1,082
	0,47	0,506	0,304	0,523	0,332	0,542	0,527	0,563	1,121
	0,48	0,517	0,314	0,534	0,344	0,554	0,546	0,576	1,159
	0,49	0,527	0,325	0,545	0,355	0,566	0,564	0,588	1,198
	0,50	0,538	0,335	0,556	0,367	0,577	0,582	0,601	1,237

Г.2б-кесте - Өлшемсіз коэффициенттерді пайдалану арқылы қос арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін темірбетон элементтердің көтергіш қабілетін анықтау

C12/15-C 35/45, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

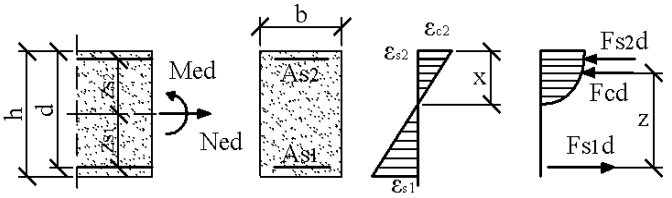
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
	0,26	0,318	0,009	0,319	0,009	0,319	0,010	0,320	0,012
	0,27	0,329	0,019	0,330	0,020	0,331	0,022	0,333	0,026
	0,28	0,339	0,030	0,341	0,031	0,343	0,033	0,345	0,040
	0,29	0,350	0,040	0,352	0,043	0,355	0,045	0,358	0,054
	0,30	0,361	0,051	0,363	0,054	0,366	0,057	0,370	0,068
	0,31	0,371	0,061	0,374	0,065	0,378	0,069	0,383	0,082
	0,32	0,382	0,072	0,386	0,076	0,390	0,080	0,395	0,096
	0,33	0,392	0,082	0,397	0,087	0,402	0,092	0,408	0,110
	0,34	0,403	0,093	0,408	0,098	0,414	0,104	0,420	0,123
	0,35	0,413	0,103	0,419	0,109	0,425	0,116	0,433	0,137
	0,36	0,424	0,114	0,430	0,120	0,437	0,127	0,445	0,151
$\xi_{lim} = 0{,}450$	0,37	0,434	0,125	0,441	0,131	0,449	0,139	0,458	0,165
	0,38	0,445	0,135	0,452	0,143	0,461	0,151	0,470	0,179
	0,39	0,455	0,146	0,463	0,154	0,472	0,163	0,483	0,193
	0,40	0,466	0,156	0,474	0,165	0,484	0,174	0,495	0,207
	0,41	0,476	0,167	0,486	0,176	0,496	0,186	0,508	0,221
	0,42	0,487	0,177	0,497	0,187	0,508	0,198	0,520	0,235
	0,43	0,497	0,188	0,508	0,198	0,519	0,210	0,533	0,249
	0,44	0,508	0,198	0,519	0,209	0,531	0,222	0,545	0,263
	0,45	0,518	0,209	0,530	0,220	0,543	0,233	0,558	0,277
	0,46	0,529	0,219	0,541	0,231	0,555	0,245	0,570	0,291
	0,47	0,539	0,230	0,552	0,243	0,566	0,257	0,583	0,305
	0,48	0,550	0,240	0,563	0,254	0,578	0,269	0,595	0,319
	0,49	0,561	0,251	0,574	0,265	0,590	0,280	0,608	0,333
	0,50	0,571	0,261	0,586	0,276	0,602	0,292	0,620	0,347

Г.2в-кесте - Өлшемсіз коэффициенттерді пайдалану арқылы қос арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін темірбетон элементтердің көтергіш қабілетін анықтау

С 40/50 және одан жоғары,St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

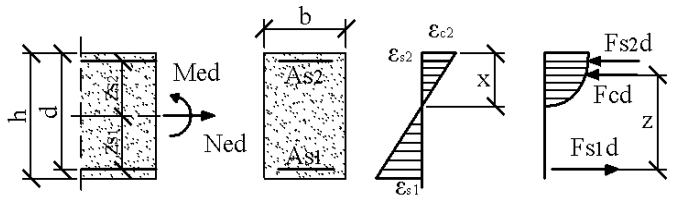
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
	0,21	0,245	0,004	0,246	0,005	0,246	0,005	0,246	0,008
	0,22	0,256	0,015	0,257	0,016	0,258	0,018	0,259	0,026
	0,23	0,266	0,026	0,268	0,027	0,269	0,031	0,271	0,044
	0,24	0,277	0,036	0,279	0,038	0,281	0,044	0,284	0,062
	0,25	0,287	0,047	0,290	0,049	0,293	0,057	0,296	0,080
	0,26	0,298	0,057	0,301	0,060	0,305	0,069	0,309	0,098
	0,27	0,308	0,068	0,312	0,071	0,316	0,082	0,321	0,116
	0,28	0,319	0,078	0,323	0,082	0,328	0,095	0,334	0,135
	0,29	0,329	0,089	0,334	0,094	0,340	0,108	0,346	0,153
	0,30	0,340	0,099	0,346	0,105	0,352	0,121	0,359	0,171
	0,31	0,351	0,110	0,357	0,116	0,363	0,133	0,371	0,189
	0,32	0,361	0,120	0,368	0,127	0,375	0,146	0,384	0,207
	0,33	0,372	0,131	0,379	0,138	0,387	0,159	0,396	0,225
	0,34	0,382	0,141	0,390	0,149	0,399	0,172	0,409	0,243
$\xi_{lim} = 0{,}350$	0,35	0,393	0,152	0,401	0,160	0,411	0,185	0,421	0,261
	0,36	0,403	0,162	0,412	0,171	0,422	0,197	0,434	0,280
	0,37	0,414	0,173	0,423	0,182	0,434	0,210	0,446	0,298
	0,38	0,424	0,183	0,434	0,194	0,446	0,223	0,459	0,316
	0,39	0,435	0,194	0,446	0,205	0,458	0,236	0,471	0,334
	0,40	0,445	0,204	0,457	0,216	0,469	0,248	0,484	0,352
	0,41	0,456	0,215	0,468	0,227	0,481	0,261	0,496	0,370
	0,42	0,466	0,226	0,479	0,238	0,493	0,274	0,509	0,388
	0,43	0,477	0,236	0,490	0,249	0,505	0,287	0,521	0,406
	0,44	0,487	0,247	0,501	0,260	0,516	0,300	0,534	0,425
	0,45	0,498	0,257	0,512	0,271	0,528	0,312	0,546	0,443
	0,46	0,508	0,268	0,523	0,282	0,540	0,325	0,559	0,461
	0,47	0,519	0,278	0,534	0,294	0,552	0,338	0,571	0,479
	0,48	0,529	0,289	0,546	0,305	0,563	0,351	0,584	0,497
	0,49	0,540	0,299	0,557	0,316	0,575	0,364	0,596	0,515
	0,50	0,551	0,310	0,568	0,327	0,587	0,376	0,609	0,533

Г.2г-кесте- Өлшемсіз коэффициенттерді пайдалану арқылы қос арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін темірбетон элементтердің көтергіш қабілетін анықтау

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

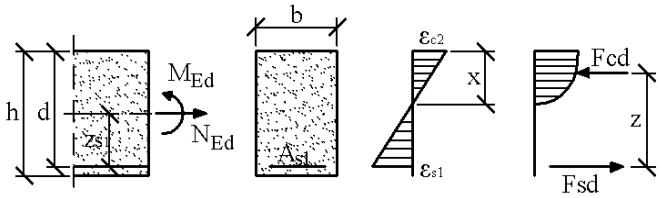
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
	0,32	0,429	0,005	0,429	0,005	0,430	0,005	0,430	0,006
	0,33	0,440	0,015	0,441	0,016	0,441	0,017	0,443	0,018
	0,34	0,450	0,026	0,452	0,027	0,453	0,029	0,455	0,031
	0,35	0,461	0,036	0,463	0,038	0,465	0,041	0,468	0,043
	0,36	0,471	0,047	0,474	0,049	0,477	0,052	0,480	0,056
	0,37	0,482	0,057	0,485	0,061	0,489	0,064	0,493	0,068
	0,38	0,492	0,068	0,496	0,072	0,500	0,076	0,505	0,081
	0,39	0,503	0,078	0,507	0,083	0,512	0,088	0,518	0,093
	0,40	0,513	0,089	0,518	0,094	0,524	0,099	0,530	0,106
$\xi_{lim} = 0{,}617$	0,41	0,524	0,099	0,529	0,105	0,536	0,111	0,543	0,118
	0,42	0,534	0,110	0,541	0,116	0,547	0,123	0,555	0,131
	0,43	0,545	0,120	0,552	0,127	0,559	0,135	0,568	0,143
	0,44	0,555	0,131	0,563	0,138	0,571	0,146	0,580	0,156
	0,45	0,566	0,142	0,574	0,149	0,583	0,158	0,593	0,168
	0,46	0,577	0,152	0,585	0,161	0,594	0,170	0,605	0,181
	0,47	0,587	0,163	0,596	0,172	0,606	0,182	0,618	0,193
	0,48	0,598	0,173	0,607	0,183	0,618	0,193	0,630	0,206
	0,49	0,608	0,184	0,618	0,194	0,630	0,205	0,643	0,218
	0,50	0,619	0,194	0,629	0,205	0,641	0,217	0,655	0,231

Г.3-кесте - k_d коэффициентін пайдалану арқылы бір арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін элементтердің көтергіш қабілетін анықтау

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$k_d = \frac{d[\text{см}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]/b[\text{м}]}}$$

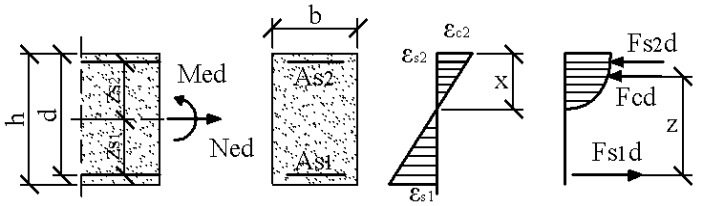
$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed}\cdot z_{s1}$$

$$A_{s1}[\text{см}^2] = k_s\cdot\frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43{,}5}$$

k_d для класса бетона по прочности С									k_s	ξ= x/d	ζ= z/d	ε_{c2}в ‰	ε_{s1}в ‰
12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60					
14,34	12,41	11,10	9,93	9,07	8,39	7,85	7,40	7,02	2,32	0,025	0,991	-0,64	25,00
7,90	6,84	6,12	5,47	5,00	4,63	4,33	4,08	3,87	2,34	0,048	0,983	-1,26	25,00
5,87	5,08	4,54	4,06	3,71	3,44	3,21	3,03	2,87	2,36	0,069	0,975	-1,84	25,00
4,94	4,27	3,82	3,42	3,12	2,89	2,70	2,55	2,42	2,38	0,087	0,966	-2,38	25,00
4,39	3,80	3,40	3,04	2,77	2,57	2,40	2,27	2,15	2,40	0,104	0,958	-2,89	25,00
4,01	3,47	3,10	2,78	2,53	2,35	2,20	2,07	1,96	2,42	0,120	0,950	-3,40	25,00
3,74	3,24	2,90	2,59	2,36	2,19	2,05	1,93	1,83	2,44	0,138	0,943	-3,50	21,87
3,53	3,05	2,73	2,44	2,23	2,06	1,93	1,82	1,73	2,46	0,156	0,935	-3,50	18,88
3,35	2,90	2,60	2,32	2,12	1,96	1,84	1,73	1,64	2,48	0,174	0,927	-3,50	16,56
3,20	2,77	2,48	2,22	2,03	1,88	1,76	1,65	1,57	2,50	0,192	0,920	-3,50	14,70
2,97	2,57	2,30	2,06	1,88	1,74	1,63	1,53	1,46	2,54	0,227	0,906	-3,50	11,91
2,79	2,42	2,16	1,94	1,77	1,64	1,53	1,44	1,37	2,58	0,261	0,891	-3,50	9,92
2,65	2,30	2,06	1,84	1,68	1,55	1,45	1,37	1,30	2,62	0,294	0,878	-3,50	8,42
2,54	2,20	1,97	1,76	1,61	1,49	1,39	1,31	1,24	2,66	0,325	0,865	-3,50	7,26
2,45	2,12	1,90	1,70	1,55	1,43	1,34	1,26	1,20	2,70	0,356	0,852	-3,50	6,33
2,37	2,05	1,83	1,64	1,50	1,39	1,30	1,22	1,16	2,74	0,386	0,839	-3,50	5,57
2,30	1,99	1,78	1,59	1,45	1,35	1,26	1,19	1,13	2,78	0,415	0,827	-3,50	4,93
2,24	1,94	1,74	1,55	1,42	1,31	1,23	1,16	1,10	2,82	0,443	0,816	-3,50	4,40
2,19	1,90	1,70	1,52	1,39	1,28	1,20	1,13	1,07	2,86	0,471	0,804	-3,50	3,94
2,15	1,86	1,66	1,49	1,36	1,26	1,18	1,11	1,05	2,90	0,497	0,793	-3,50	3,54
2,11	1,82	1,63	1,46	1,33	1,23	1,15	1,09	1,03	2,94	0,523	0,782	-3,50	3,19
2,07	1,79	1,60	1,44	1,31	1,21	1,13	1,07	1,01	2,98	0,549	0,772	-3,50	2,88
2,04	1,77	1,58	1,41	1,29	1,19	1,12	1,05	1,00	3,02	0,573	0,762	-3,50	2,61
2,01	1,74	1,56	1,39	1,27	1,18	1,10	1,04	0,99	3,06	0,597	0,752	-3,50	2,36
1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0,617	0,743	-3,50	2,17

Г.4-кесте - k_d коэффициентін пайдалану арқылы қос арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін элементтердің көтергіш қабілетін анықтау

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$k_d = \frac{d[\text{см}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]/b[\text{м}]}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed}\cdot z_{s1}$$

$$A_{s1}[\text{см}^2] = p_1\cdot k_{s1}\cdot\frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43{,}5}$$

$$A_{s2}[\text{см}^2] = p_2\cdot k_{s2}\cdot\frac{M_{Eds}[\text{кН}]}{d[\text{см}]}$$

k_{s1} және k_{s2} коэффициенттері

	k_d для классабетонапопрочности C									k_{s1}	k_{s2}
	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60		
$\xi_{lim} = 0{,}250$	2,85	2,47	2,21	1,97	1,80	1,67	1,56	1,47	1,40	2,57	0,00
	2,79	2,42	2,16	1,93	1,76	1,63	1,53	1,44	1,37	2,56	0,10
	2,73	2,36	2,11	1,89	1,73	1,60	1,49	1,41	1,34	2,56	0,20
	2,67	2,31	2,07	1,85	1,69	1,56	1,46	1,38	1,31	2,55	0,30
	2,60	2,26	2,02	1,80	1,65	1,53	1,43	1,35	1,28	2,55	0,40
	2,54	2,20	1,97	1,76	1,61	1,49	1,39	1,31	1,24	2,54	0,50
	2,47	2,14	1,92	1,71	1,56	1,45	1,36	1,28	1,21	2,54	0,60
	2,41	2,08	1,86	1,67	1,52	1,41	1,32	1,24	1,18	2,53	0,70
	2,34	2,02	1,81	1,62	1,48	1,37	1,28	1,21	1,14	2,53	0,80
	2,26	1,96	1,75	1,57	1,43	1,33	1,24	1,17	1,11	2,52	0,90
	2,19	1,90	1,70	1,52	1,38	1,28	1,20	1,13	1,07	2,52	1,00
	2,11	1,83	1,64	1,46	1,34	1,24	1,16	1,09	1,04	2,51	1,10
	2,03	1,76	1,57	1,41	1,29	1,19	1,11	1,05	1,00	2,51	1,20
	1,95	1,69	1,51	1,35	1,23	1,14	1,07	1,01	0,96	2,50	1,30
	1,86	1,61	1,44	1,29	1,18	1,09	1,02	0,96	0,91	2,50	1,40
$\xi_{lim} = 0{,}450$	2,23	1,93	1,73	1,54	1,41	1,30	1,22	1,15	1,09	2,83	0,00
	2,18	1,89	1,69	1,51	1,38	1,28	1,20	1,13	1,07	2,81	0,10
	2,14	1,85	1,65	1,48	1,35	1,25	1,17	1,10	1,05	2,80	0,20
	2,09	1,81	1,62	1,45	1,32	1,22	1,14	1,08	1,02	2,78	0,30
	2,04	1,77	1,58	1,41	1,29	1,19	1,12	1,05	1,00	2,77	0,40
	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,16	1,09	1,03	0,97	2,75	0,50
	1,94	1,68	1,50	1,34	1,22	1,13	1,06	1,00	0,95	2,74	0,60
	1,88	1,63	1,46	1,30	1,19	1,10	1,03	0,97	0,92	2,72	0,70
	1,83	1,58	1,42	1,27	1,16	1,07	1,00	0,94	0,90	2,70	0,80
	1,77	1,53	1,37	1,23	1,12	1,04	0,97	0,92	0,87	2,69	0,90
	1,71	1,48	1,33	1,19	1,08	1,00	0,94	0,88	0,84	2,67	1,00
	1,65	1,43	1,28	1,15	1,05	0,97	0,91	0,85	0,81	2,66	1,10
	1,59	1,38	1,23	1,10	1,01	0,93	0,87	0,82	0,78	2,64	1,20
	1,53	1,32	1,18	1,06	0,96	0,89	0,84	0,79	0,75	2,63	1,30
	1,46	1,26	1,13	1,01	0,92	0,85	0,80	0,75	0,71	2,61	1,40
$\xi_{lim} = 0{,}617$	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0,00
	1,95	1,69	1,51	1,35	1,23	1,14	1,07	1,01	0,95	3,07	0,10
	1,91	1,65	1,48	1,32	1,21	1,12	1,04	0,98	0,93	3,04	0,20
	1,86	1,61	1,44	1,29	1,18	1,09	1,02	0,96	0,91	3,01	0,30
	1,82	1,58	1,41	1,26	1,15	1,07	1,00	0,94	0,89	2,99	0,40
	1,78	1,54	1,38	1,23	1,12	1,04	0,97	0,92	0,87	2,96	0,50
	1,73	1,50	1,34	1,20	1,09	1,01	0,95	0,89	0,85	2,94	0,60
	1,68	1,46	1,30	1,17	1,06	0,98	0,92	0,87	0,82	2,91	0,70

Г.4-кесте - k_d коэффициентін пайдалану арқылы қос арматуралы қимасы тік төртбұрышты иілетін элементтердің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*

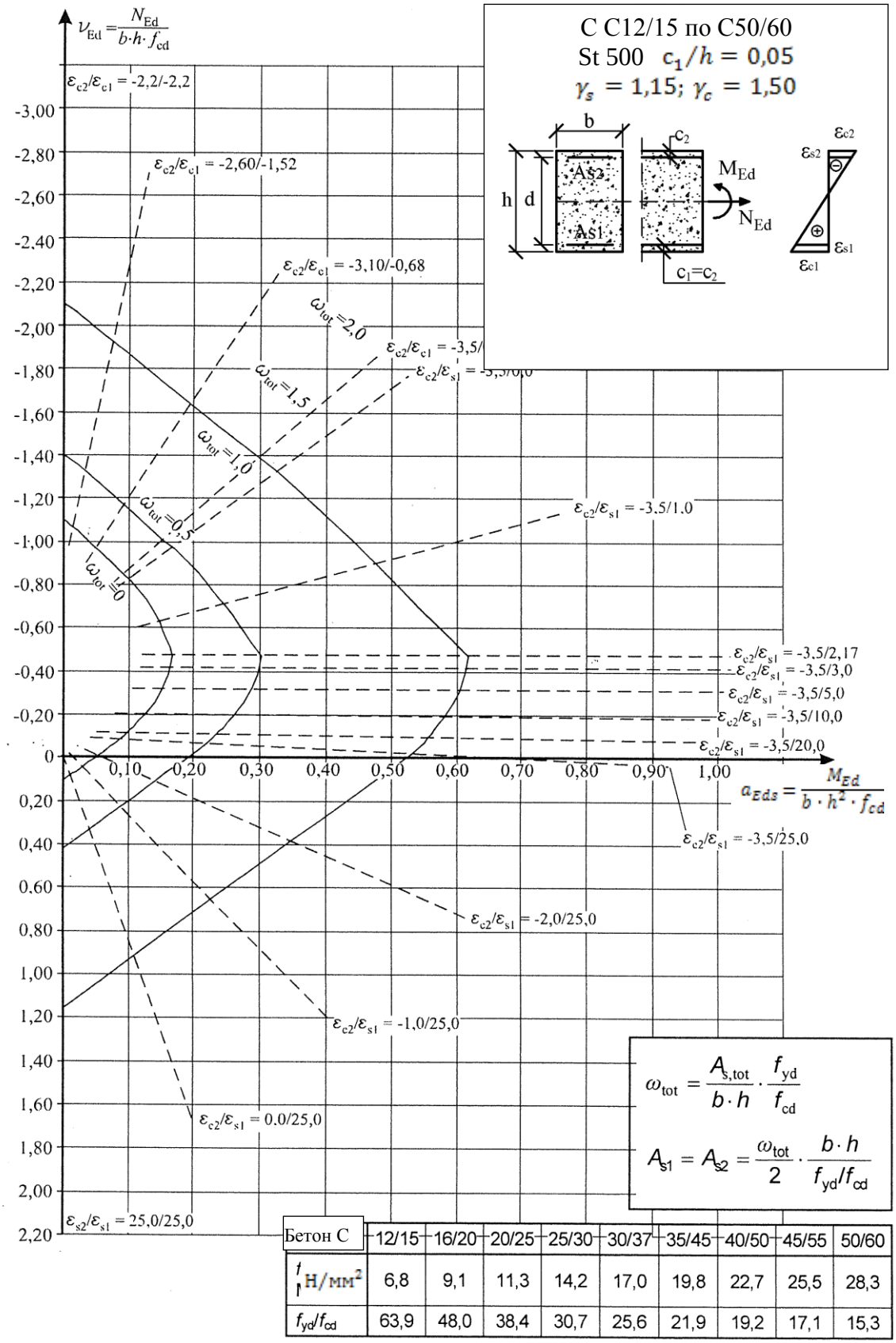
	k_d для классабетонапопрочности C									k_{s1}	k_{s2}
	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60		
	1,63	1,41	1,26	1,13	1,03	0,96	0,89	0,84	0,80	2,88	0,80
	1,58	1,37	1,23	1,10	1,00	0,93	0,87	0,82	0,78	2,86	0,90
	1,53	1,33	1,19	1,06	0,97	0,90	0,84	0,79	0,75	2,83	1,00
	1,48	1,28	1,14	1,02	0,93	0,86	0,81	0,76	0,72	2,80	1,10
	1,42	1,23	1,10	0,98	0,90	0,83	0,78	0,73	0,70	2,78	1,20
	1,36	1,18	1,06	0,94	0,86	0,80	0,75	0,70	0,67	2,75	1,30
	1,30	1,13	1,01	0,90	0,82	0,76	0,71	0,67	0,64	2,72	1,40

Коэффициенттер және ρ_2

	c_2/d	ρ_1 для k_{s1} =				ρ_2	ε_{s2} в‰
		2,57	2,54	2,52	2,50		
ξ_{lim} = 0,25	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-2,66
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-2,38
	0,10	1,00	1,01	1,02	1,02	1,08	-2,10
	0,12	1,00	1,01	1,03	1,04	1,28	-1,82
	0,14	1,00	1,02	1,04	1,05	1,54	-1,54
	0,16	1,00	1,02	1,05	1,07	1,93	-1,26
	0,18	1,00	1,03	1,06	1,08	2,54	-0,98
	0,20	1,00	1,03	1,07	1,10	3,65	-0,70

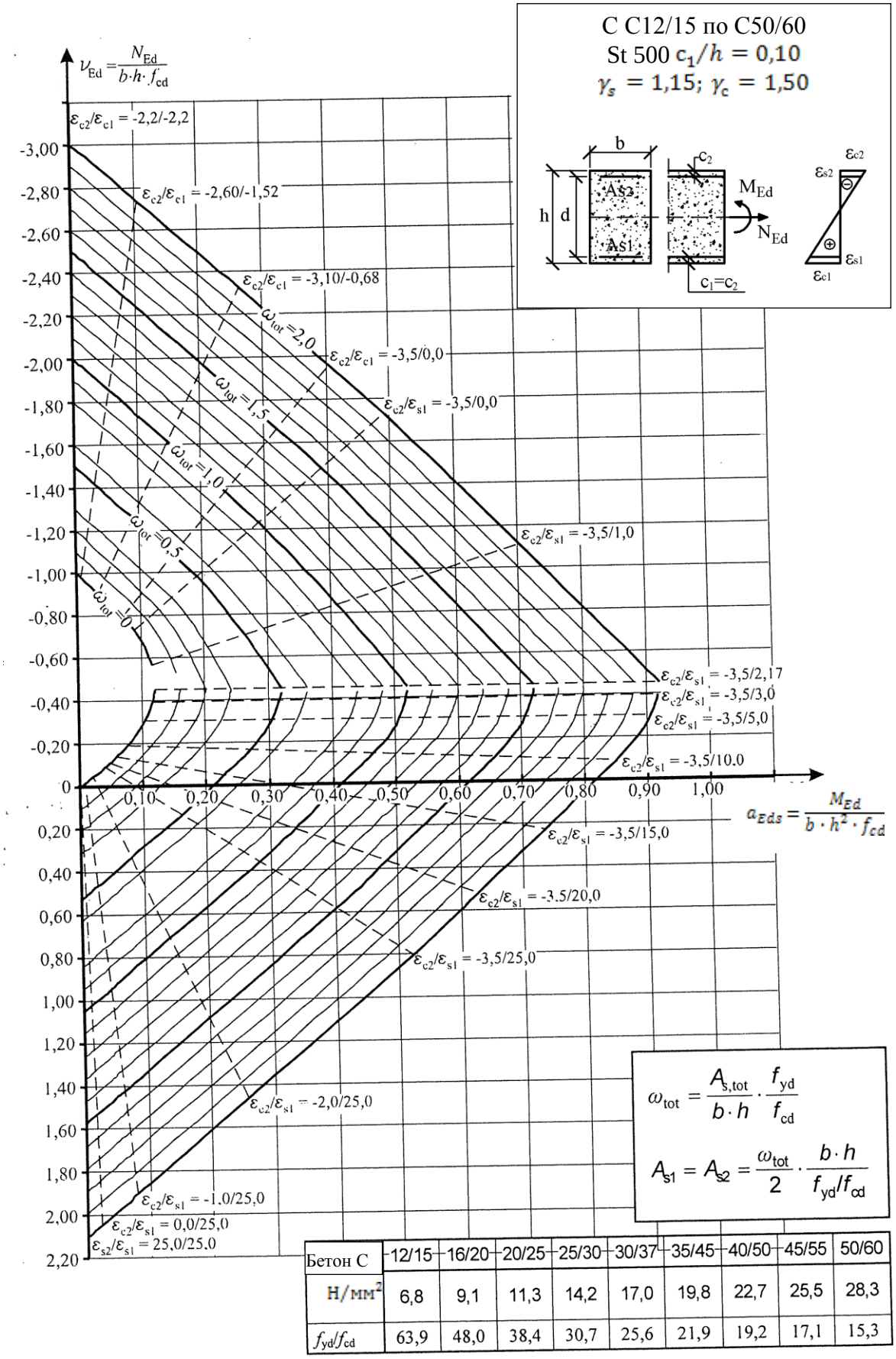
	c_2/d	ρ_1 для k_{s1} =				ρ_2	ε_{s2} в‰
		2,83	2,74	2,69	2,61		
ξ_{lim} = 0,45	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-3,03
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-2,88
	0,10	1,00	1,01	1,01	1,02	1,04	-2,72
	0,12	1,00	1,01	1,02	1,04	1,07	-2,57
	0,14	1,00	1,02	1,03	1,05	1,09	-2,41
	0,16	1,00	1,03	1,04	1,06	1,12	-2,26
	0,18	1,00	1,03	1,05	1,08	1,19	-2,10
	0,20	1,00	1,04	1,06	1,09	1,31	-1,94
	0,22	1,00	1,04	1,07	1,11	1,46	-1,79
	0,24	1,00	1,05	1,08	1,13	1,65	-1,63

	c_2/d	ρ_1 для k_{s1} =				ρ_2	ε_{s2} в‰
		3,09	2,94	2,86	2,72		
ξ_{lim} = 0,617	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-3,16
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-3,05
	0,10	1,00	1,01	1,01	1,02	1,04	-2,93
	0,12	1,00	1,01	1,02	1,04	1,07	-2,82
	0,14	1,00	1,02	1,03	1,05	1,09	-2,71
	0,16	1,00	1,02	1,04	1,06	1,12	-2,59
	0,18	1,00	1,03	1,05	1,08	1,15	-2,48
	0,20	1,00	1,04	1,06	1,09	1,18	-2,37
	0,22	1,00	1,04	1,06	1,11	1,21	-2,25
	0,24	1,00	1,05	1,07	1,12	1,26	-2,14



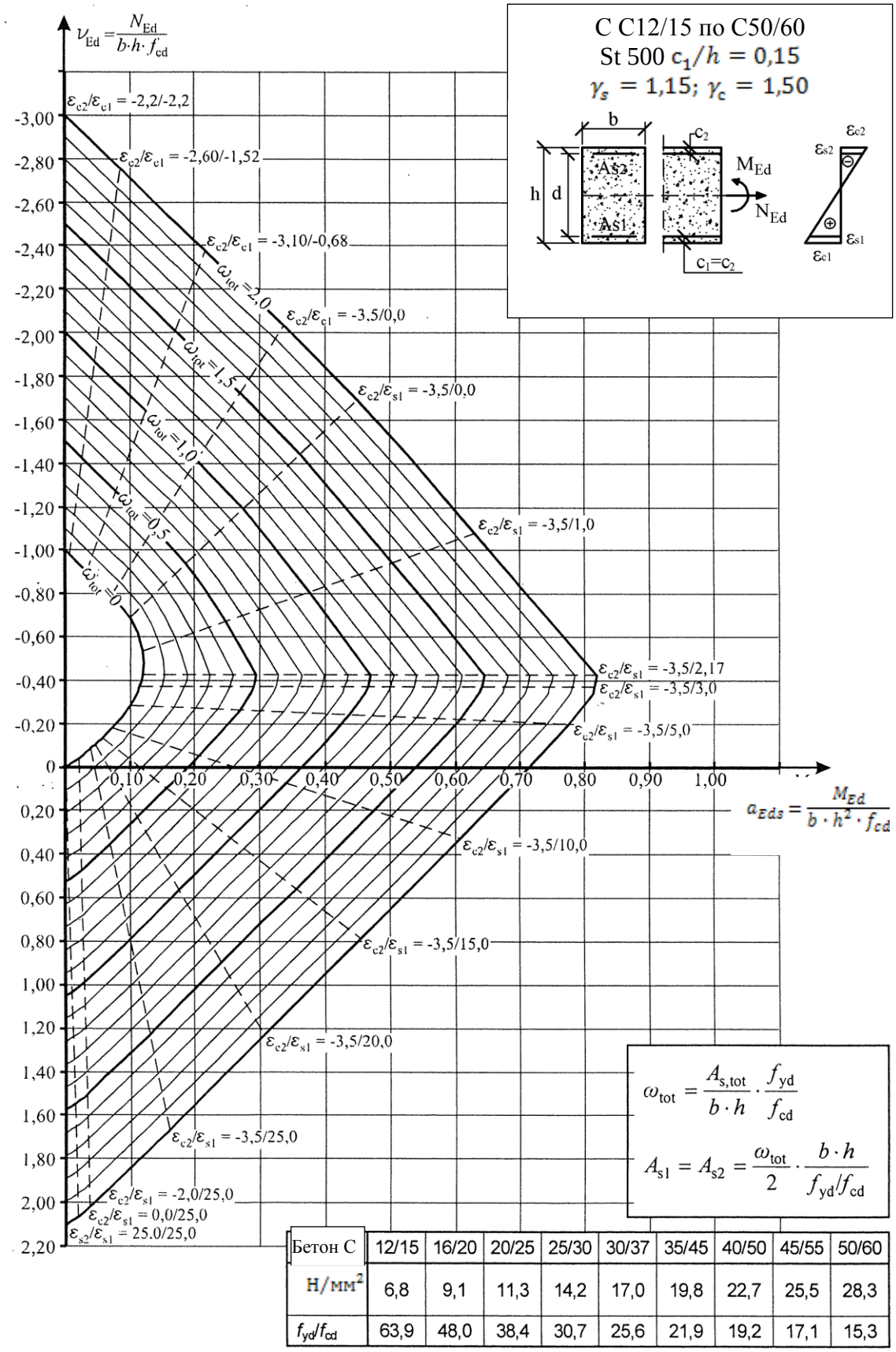
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{cd}, Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.2-сурет - Бойлық күші бар біросьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау



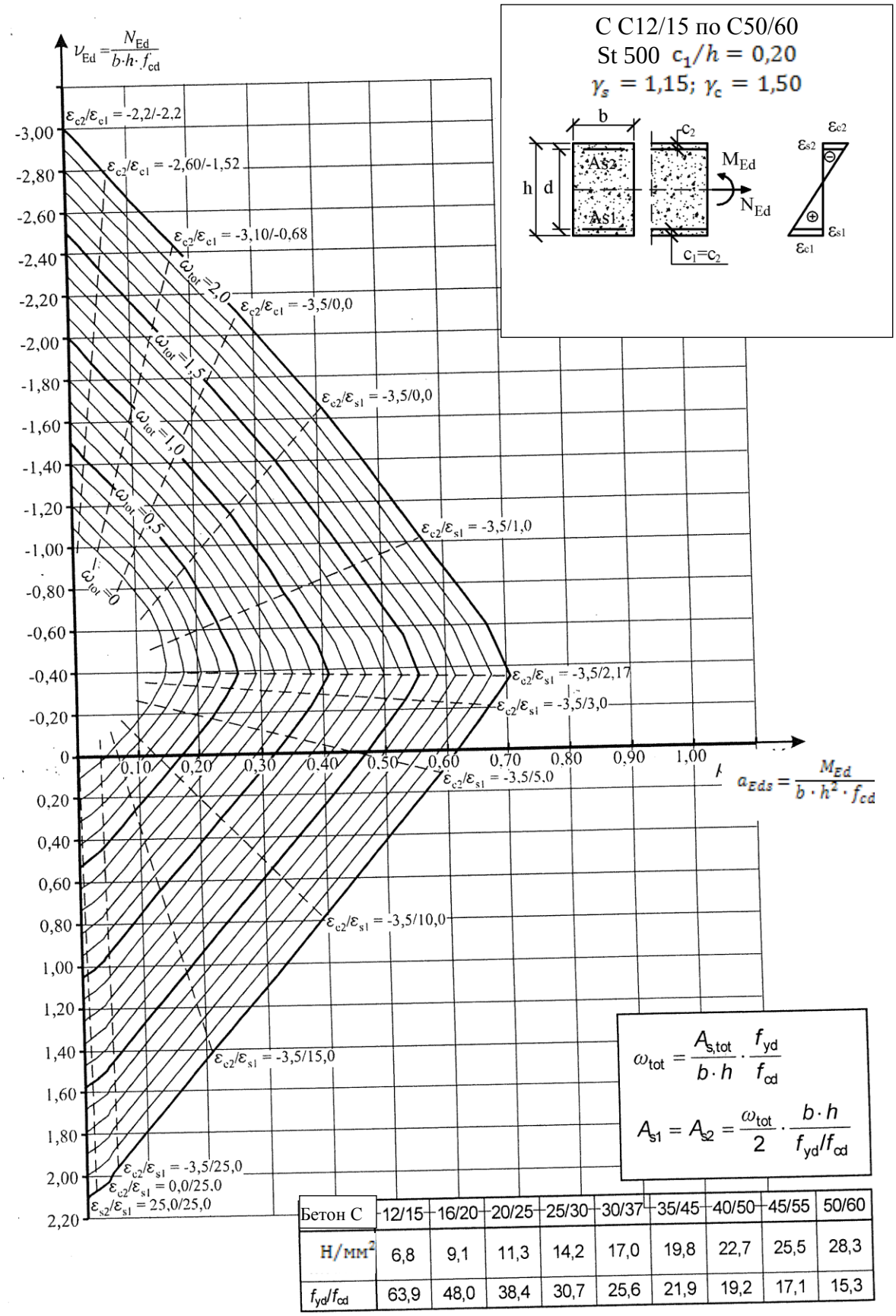
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.2-сурет - Бойлық күші бар екі осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*



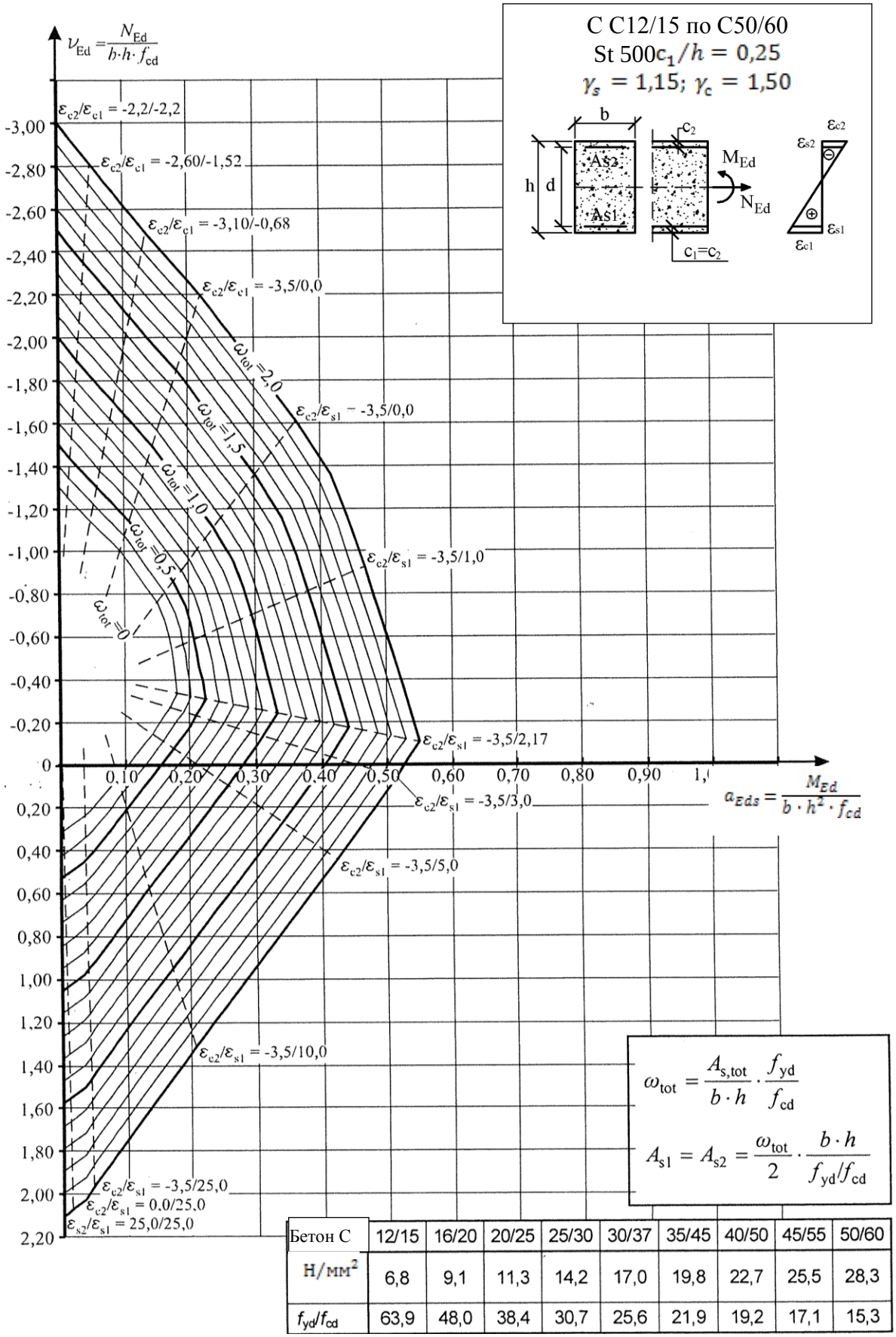
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.2-сурет- Бойлық күші бар бір осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*



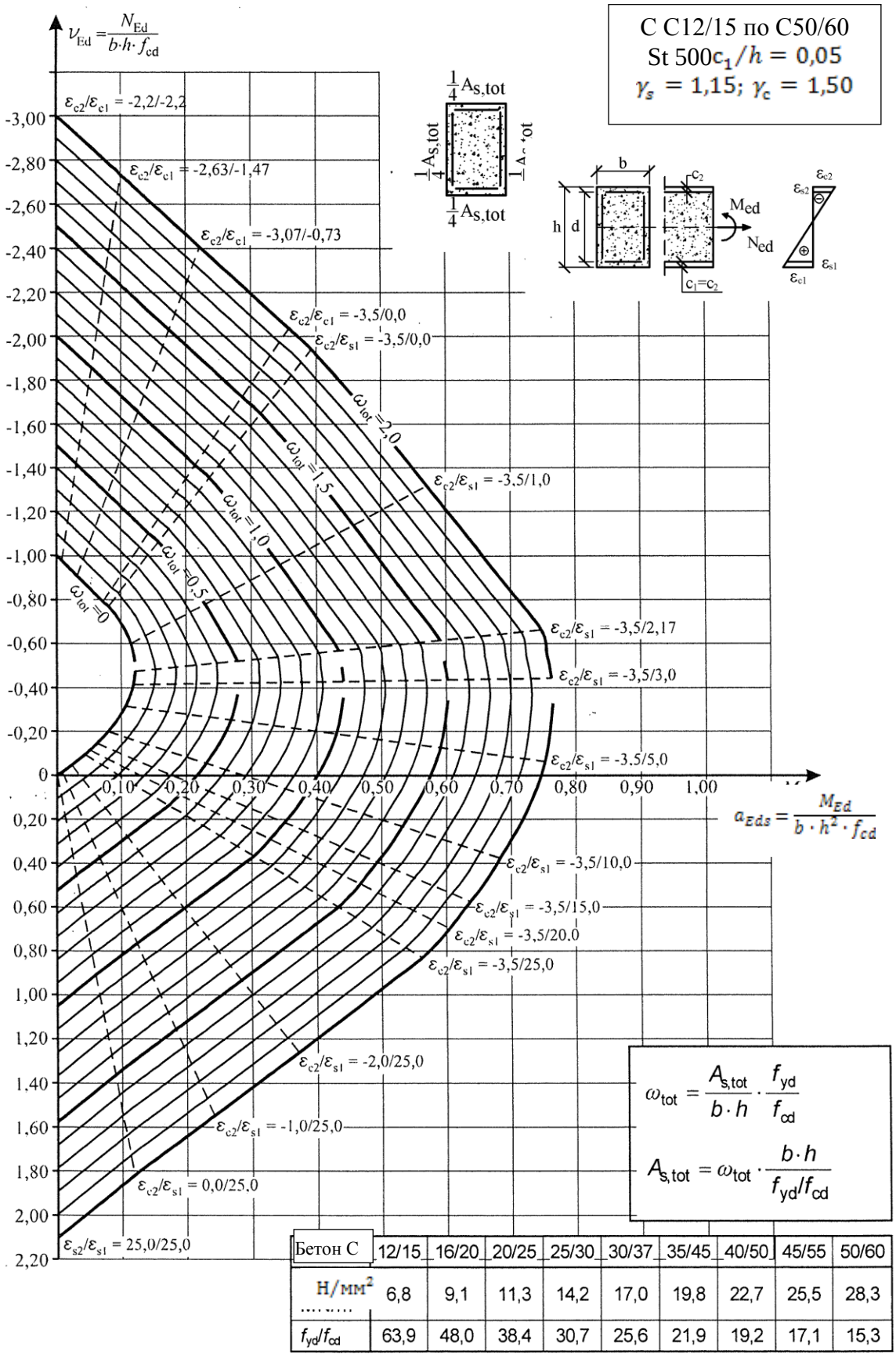
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.2-сурет - Бойлық күші бар бір осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*



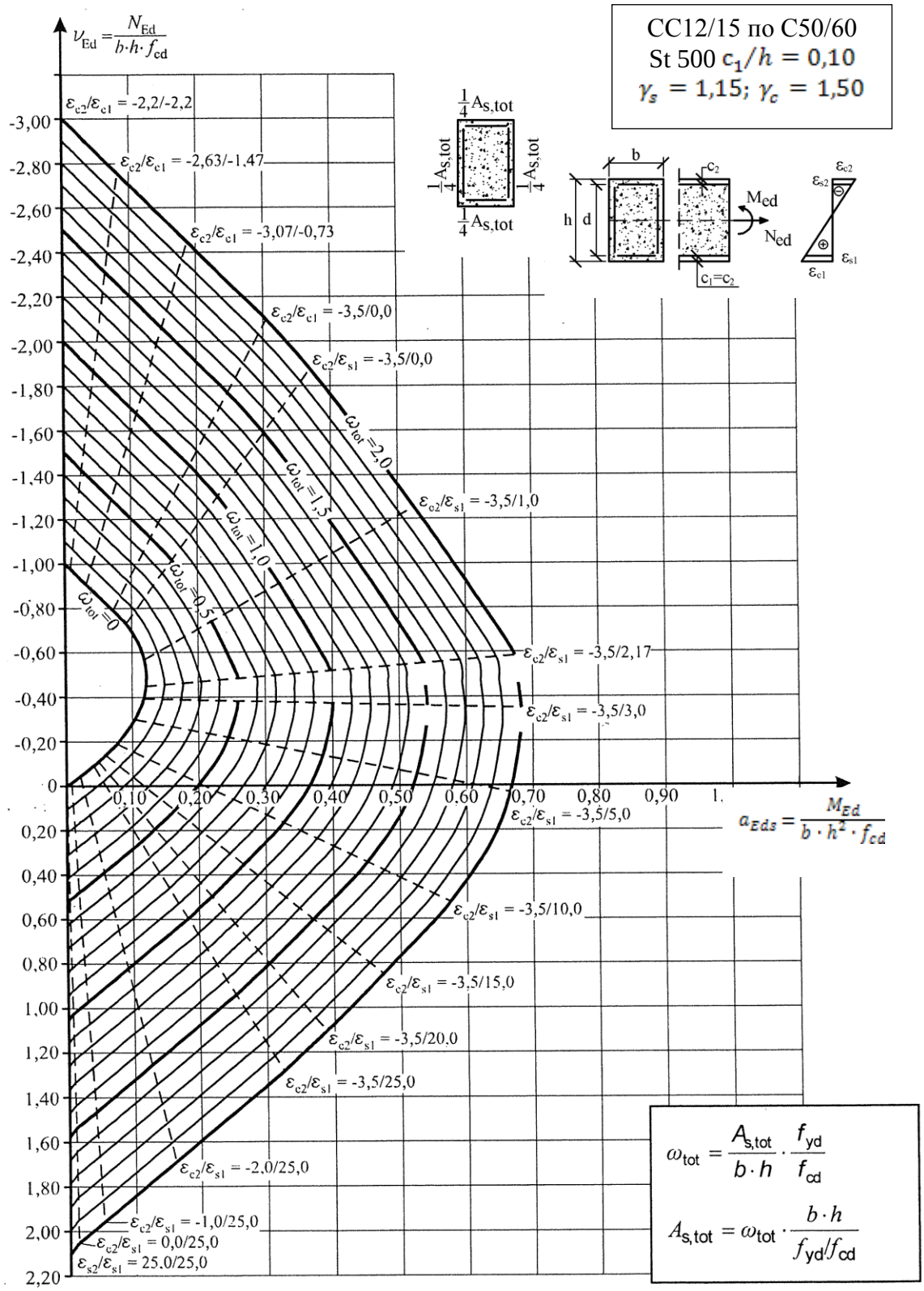
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.2-сурет - Бойлық күші бар бір осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*



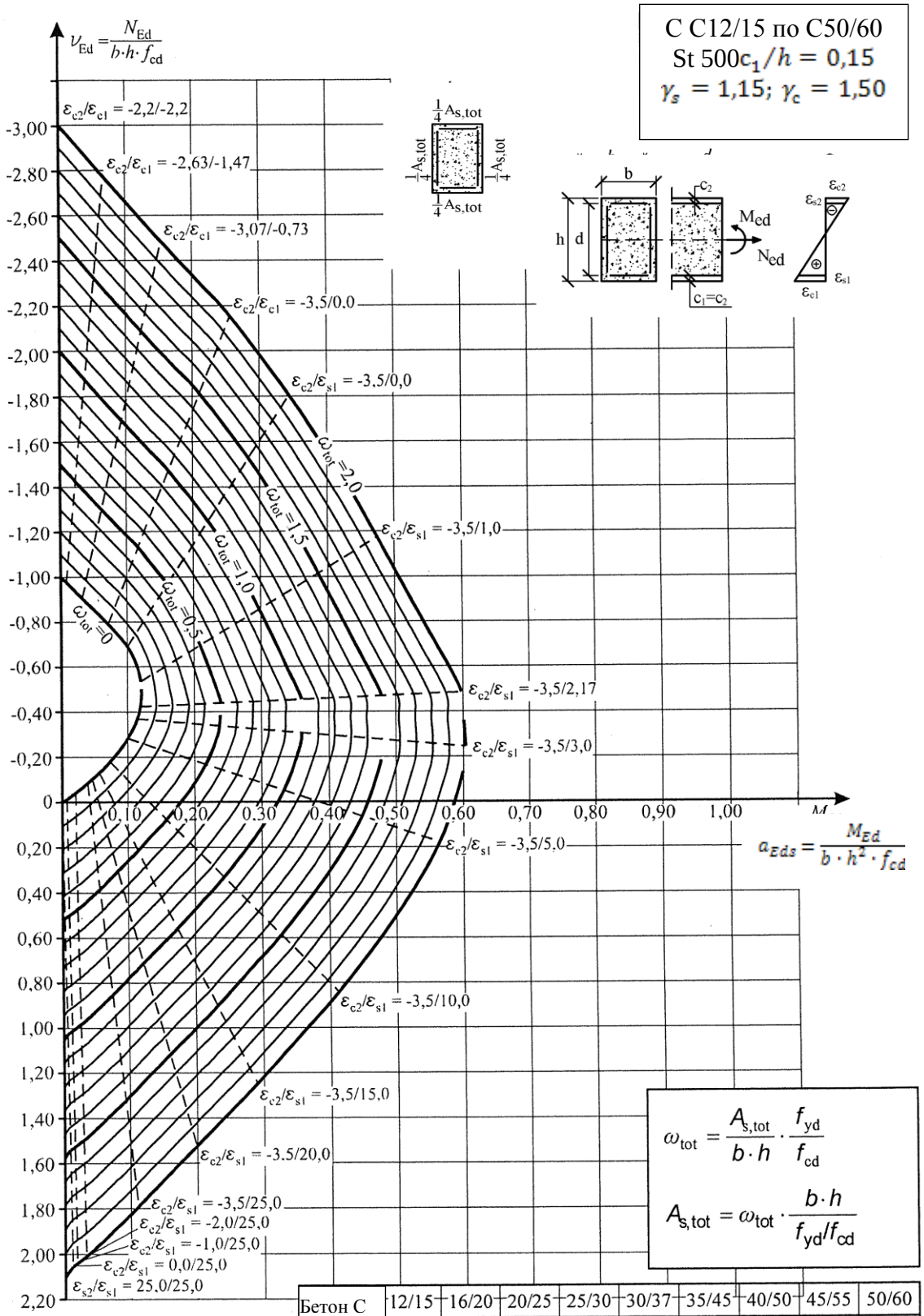
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.3-сурет - Бойлық күші бар екі осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау диаграммасы



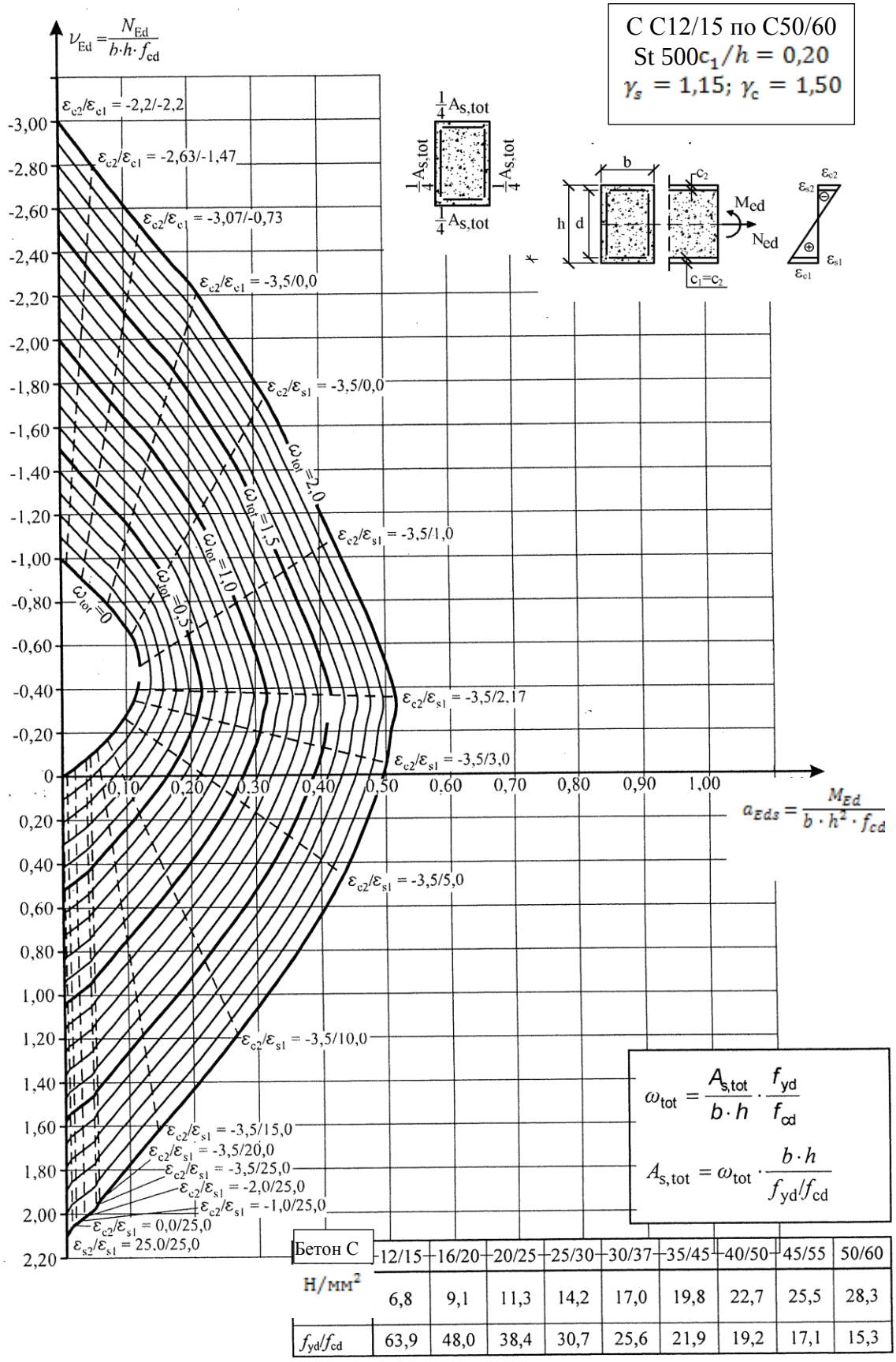
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.3-сурет - Бойлық күші бар екі осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*



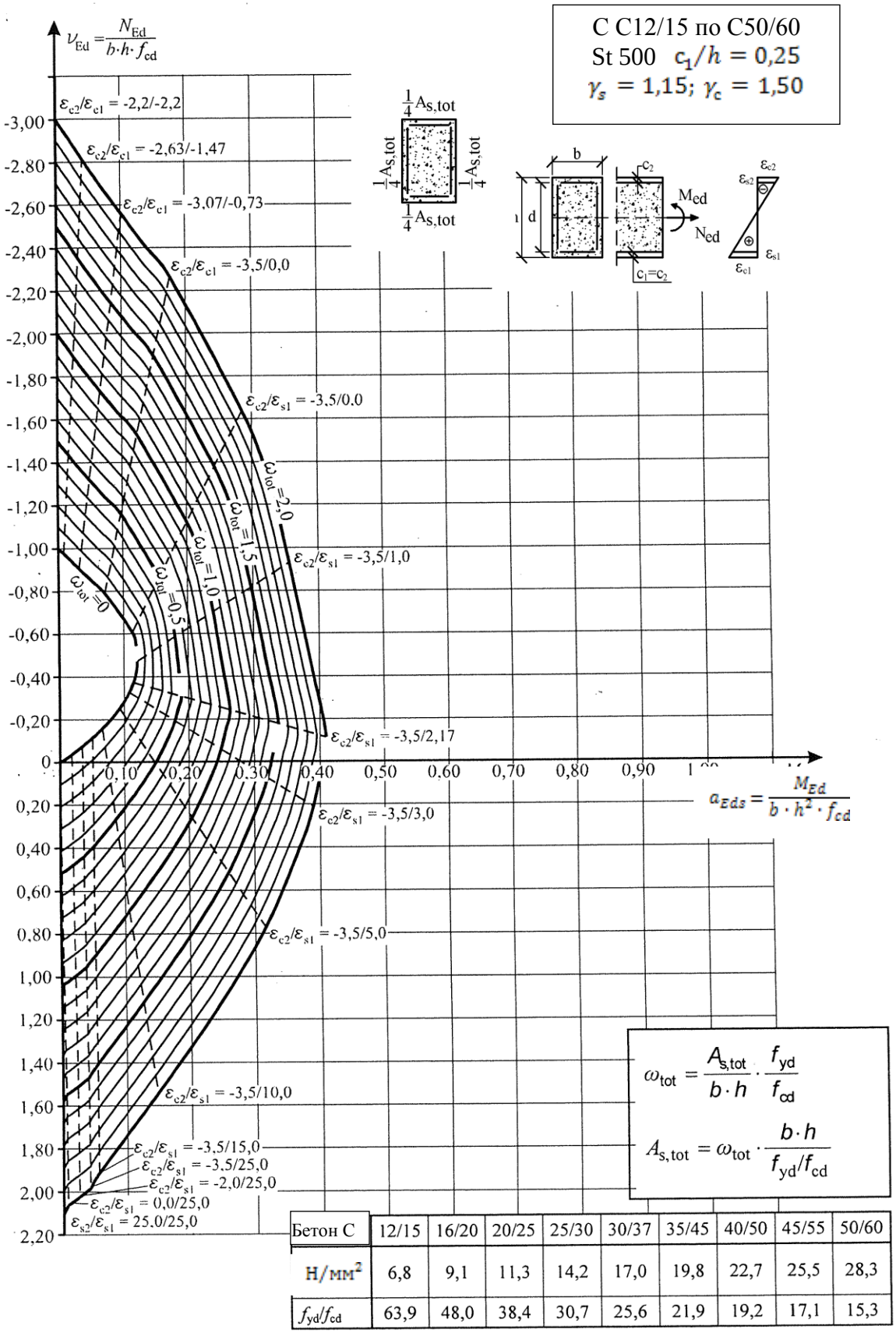
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.3-сурет - Бойлық күші бар екі осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*



Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм^2	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.3-сурет - Бойлық күші бар екі осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау *(жалғасы)*

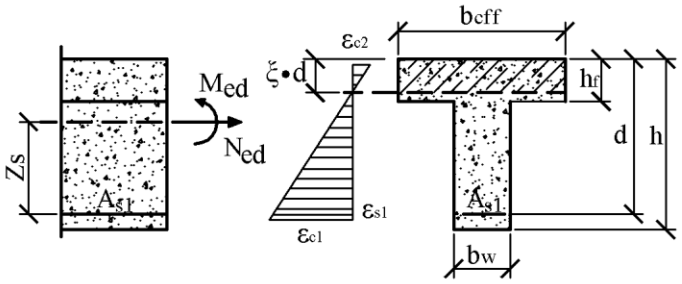


Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.3-сурет – Бойлық күші бар екі осьтік иілудің көтергіш қабілетін анықтау
(жалғасы)

Г.5-кесте- Таврлы қиылған иілетін темірбетон элементтерінің көтергіш қабілеті

C12/15-C50/60, St500, $\gamma_s = 1{,}15, \gamma_c = 1{,}5$



$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s$$

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}}\left(\omega_1 \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}\right)$$

$h_f/d = 0{,}05$	a_{Eds}	ω_1 – для b_{eff}/b_w				
		1	2	3	5	≥ 10
	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0409	0,0409
	0,05	0,0515	0,0514	0,0514	0,0514	0,0514
	0,06	0,0621	0,0621	0,0622	0,0624	0,0629
	0,07	0,0728	0,0731	0,0735	0,0742	0,0767
	0,08	0,0836	0,0844	0,0852	0,0871	
	0,09	0,0946	0,0961	0,0976	0,1014	
	0,10	0,1057	0,1082	0,1107		
	0,11	0,1170	0,1206	0,1246		
	0,12	0,1285	0,1336	0,1396		
	0,13	0,1401	0,1470			
	0,14	0,1519	0,1611			
	0,15	0,1638	0,1757			
	0,16	0,1759	0,1912			
	0,17	0,1882				
	0,18	0,2007				
	0,19	0,2134				
	0,20	0,2263				
	0,21	0,2395				
	0,22	0,2529				
	0,23	0,2665				
	0,24	0,2804				
	0,25	0,2946				
	0,26	0,3091				
	0,27	0,3240				
	0,28	0,3391				
	0,29	0,3546				
	0,30	0,3706				
	0,31	0,3870				
	0,32	0,4038				
	0,33	0,4212				
	0,34	0,4391				
	0,35	0,4577				
	0,36	0,4769				
	0,37	0,4969				

$h_f/d = 0{,}10$	a_{Eds}	ω_1 – для b_{eff}/b_w				
		1	2	3	5	≥ 10
	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1058	0,1058	0,1059	0,1060
	0,11	0,1170	0,1173	0,1175	0,1179	0,1192
	0,12	0,1285	0,1292	0,1298	0,1311	
	0,13	0,1401	0,1415	0,1427	0,1459	
	0,14	0,1519	0,1542	0,1565		
	0,15	0,1638	0,1674	0,1712		
	0,16	0,1759	0,1812			
	0,17	0,1882	0,1955			
	0,18	0,2007	0,2106			
	0,19	0,2134	0,2266			
	0,20	0,2263				
	0,21	0,2395				
	0,22	0,2529				
	0,23	0,2665				
	0,24	0,2804				
	0,25	0,2946				
	0,26	0,3091				
	0,27	0,3240				
	0,28	0,3391				
	0,29	0,3546				
	0,30	0,3706				
	0,31	0,3870				
	0,32	0,4038				
	0,33	0,4212				
	0,34	0,4391				
	0,35	0,4577				
	0,36	0,4769				
	0,37	0,4969				

Г.5-кесте -Таврлы қиылған иілетін темір-бетон элементтерінің көтергіш қабілеті

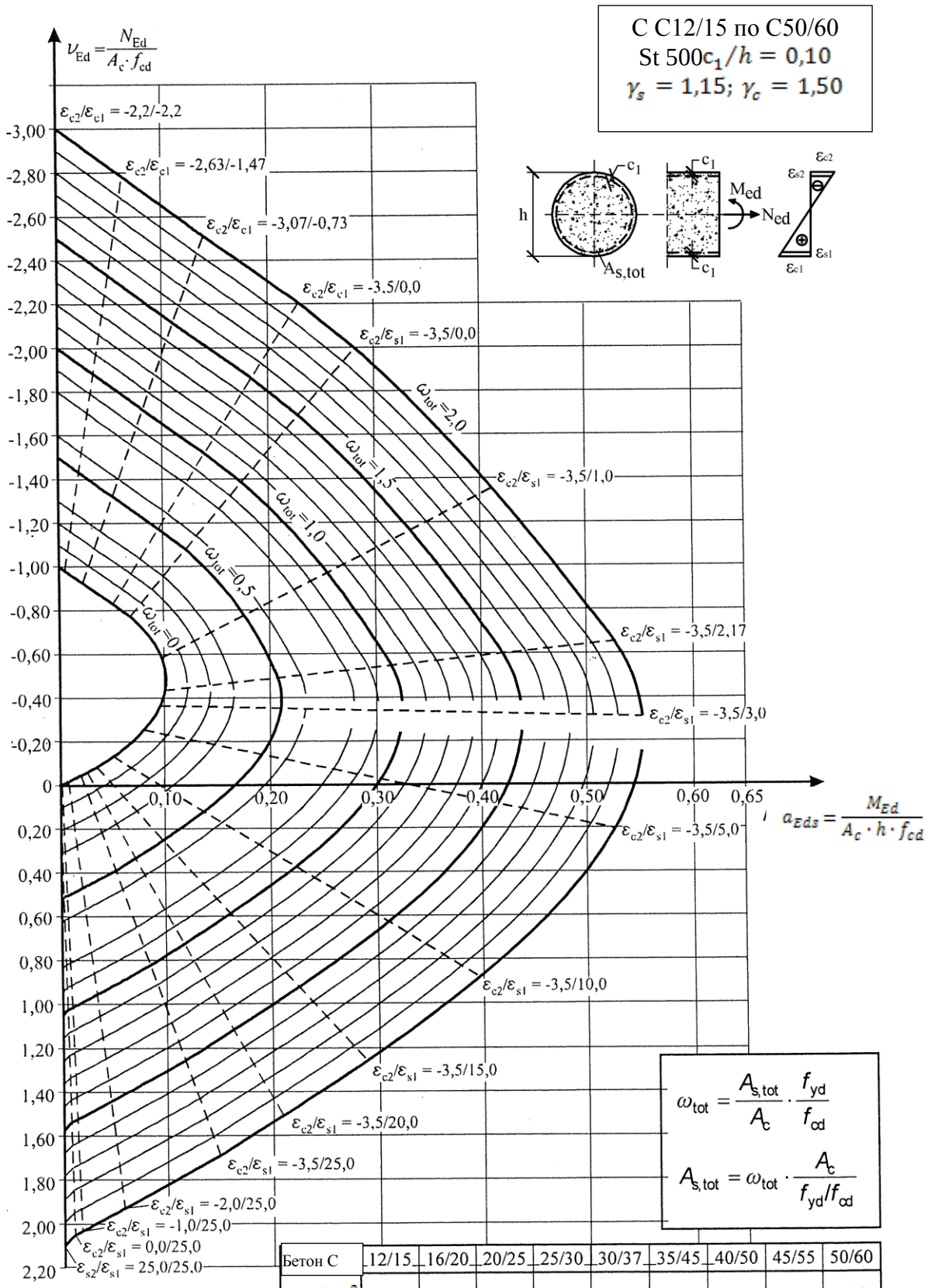
(жалғасы)

	a_{Eds}	$\omega_1 - для\, b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
$h_f/d = 0{,}15$	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1400	0,1400	0,1400	0,1400
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1518
	0,15	0,1638	0,1641	0,1642	0,1644	0,1652
	0,16	0,1759	0,1766	0,1771	0,1783	
	0,17	0,1882	0,1897	0,1909		
	0,18	0,2007	0,2032	0,2056		
	0,19	0,2134	0,2174	0,2215		
	0,20	0,2263	0,2323			
	0,21	0,2395	0,2479			
	0,22	0,2529				
	0,23	0,2665				
	0,24	0,2804				
	…	…				
	0,37	0,4969				

	a_{Eds}	$\omega_1 - для\, b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
$h_f/d = 0{,}20$	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
	0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
	0,16	0,1759	0,1759	0,1758	0,1758	0,1758
	0,17	0,1882	0,1881	0,1881	0,1880	0,1880
	0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2006	0,2006
	0,19	0,2134	0,2137	0,2139	0,2141	0,2149
	0,20	0,2263	0,2272	0,2278	0,2290	
	0,21	0,2395	0,2413	0,2427		
	0,22	0,2529	0,2560	0,2589		
	0,23	0,2665	0,2715			
	0,24	0,2804	0,2879			
	…	…				
	0,37	0,4969				

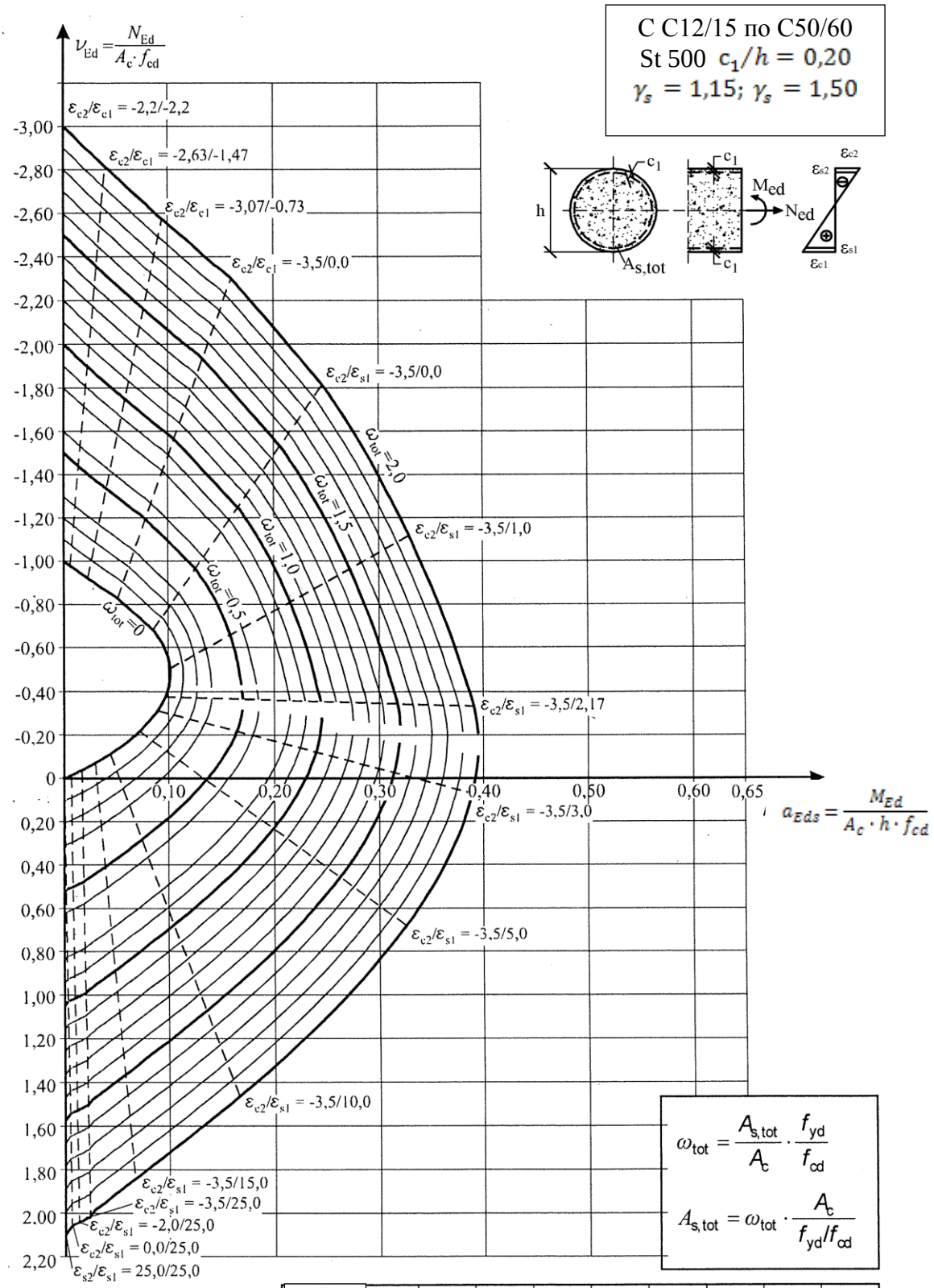
	a_{Eds}	$\omega_1 - для\, b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
$h_f/d = 0{,}30$	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
	0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
	0,16	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759
	0,17	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882
	0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007
	0,19	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134
	0,20	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263
	0,21	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395
	0,22	0,2529	0,2528	0,2528	0,2528	0,2528
	0,23	0,2665	0,2664	0,2663	0,2663	0,2662
	0,24	0,2804	0,2802	0,2801	0,2800	0,2798
	0,25	0,2946	0,2945	0,2944	0,2942	0,2940
	0,26	0,3091	0,3095	0,3095	0,3095	
	0,27	0,3239	0,3251	0,3256		
	0,28	0,3391	0,3416			
	0,29	0,3546				
	0,30	0,3706				
	0,31	0,3870				
	0,32	0,4038				
	…	…				
	0,37	0,4969				

	a_{Eds}	$\omega_1 - для\, b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
$h_f/d = 0{,}40$	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
	0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
	0,16	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759
	0,17	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882
	0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007
	0,19	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134
	0,20	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263
	0,21	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395
	0,22	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529
	0,23	0,2665	0,2665	0,2665	0,2665	0,2665
	0,24	0,2804	0,2804	0,2804	0,2804	0,2804
	0,25	0,2946	0,2946	0,2946	0,2946	0,2946
	0,26	0,3091	0,3091	0,3091	0,3091	0,3091
	0,27	0,3239	0,3239	0,3239	0,3239	0,3239
	0,28	0,3390	0,3390	0,3390	0,3390	0,3389
	0,29	0,3544	0,3544	0,3543	0,3542	0,3541
	0,30	0,3701	0,3701	0,3699	0,3697	0,3695
	0,31	0,3867	0,3867	0,3864	0,3861	0,3856
	0,32	0,4041	0,4041	0,4039		
	…	…				
	0,37					



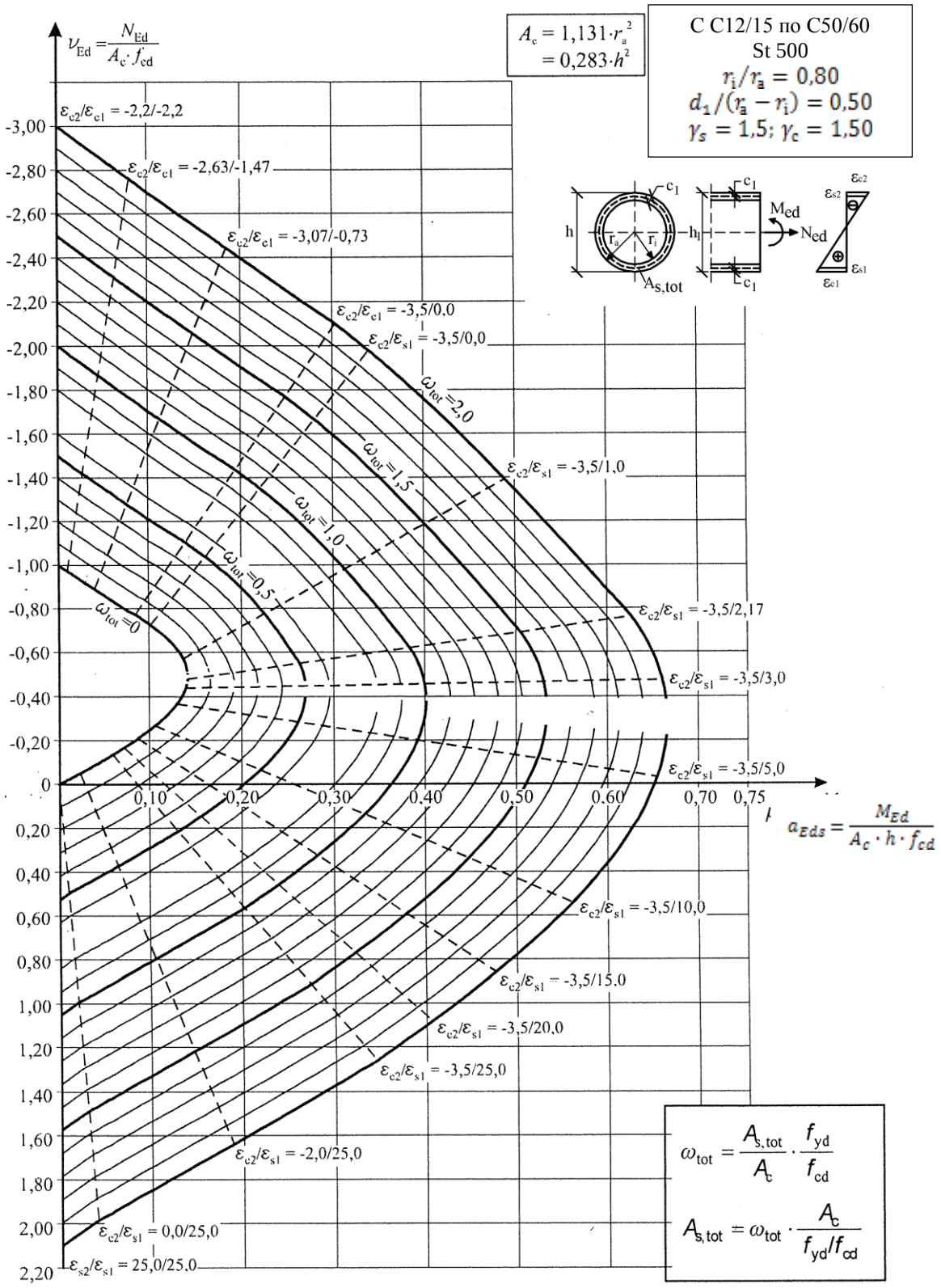
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм^2	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.5-сурет- Айналма және дөңгелек қиманың иілетін және иілмейтін темірбетон элементтерінің көтергіш қабеліттері *(жалғасы)*



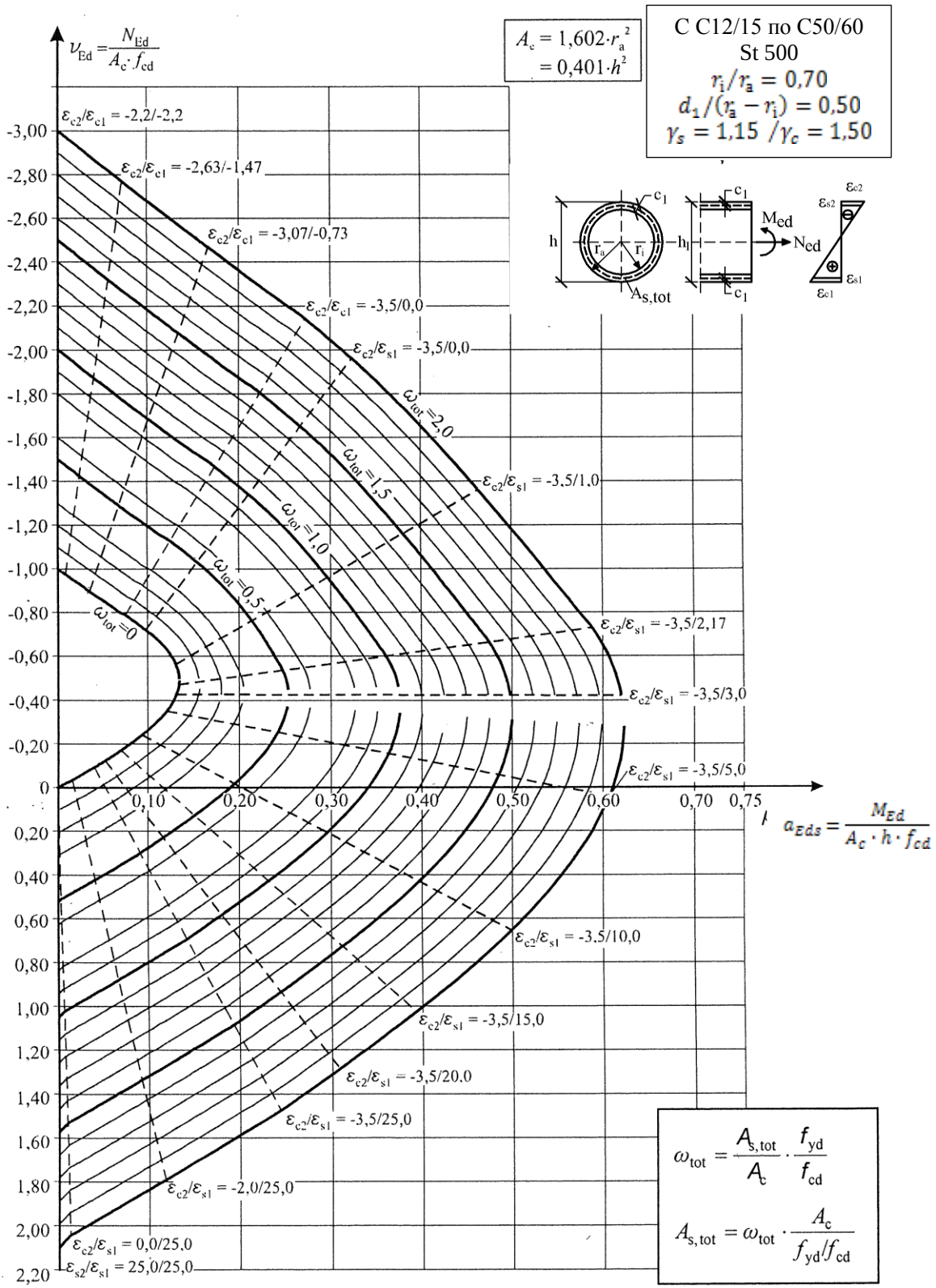
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм^2	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.5-сурет - Айналма және дөңгелек қиманың иілетін және иілмейтін темірбетон элементтерінің көтергіш қабеліттері (жалғасы)



Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.5-сурет- Айналма және дөңгелек қиманың иілетін және иілмейтін темір-бетон элементтерінің көтергіш қабеліттері (жалғасы)



Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Г.5-сурет- Айналма және дөңгелек қиманың иілетін және иілмейтін темір-бетон элементтерінің көтергіш қабеліттері (жалғасы)

БИБЛИОГРАФИЯ

1. ҚНжЕ 2.03.01-84* «Бетон және темірбетон конструкциялары». – Москва,-1989.

2. Ауыр және жеңіл бетондардан арматураны алдын ала кернелмейтін бетон және темірбетон конструкцияларын жобалау бойынша құрал (к ҚНжЕ 2.03.01-84 -ке). –М, -1986.

3. Дорфман А.Э., Левонтин Л.Н. «Арқалықсыз әсембағансыз аражабындарды жобалау» -М., Стройиздат, -1975, 124 б.

4. Онуфриев Н.М. «Өнеркәсіптік ғимараттар мен құрылыстардың темірбетон конструкцияларын күшейту» -М., -1965.

5. «Статикалық жолмен анықталмайтын темір-бетон конструкцияларын есептеу бойынша нұсқаулық. ССРО МЕМқұрылыс жанындағы Ғылыми-зерттеу бетон және темірбетон институты» -Құрылыс басылымы. -М.

6. Штаерман М.Я., Ивянский А.М. «Арқалықсыз аражабындар» -Мем. баспа, -М., -1953.

7. Климова Г.Д., Касимов Д.Я. «Статикалық жолмен анықталмайтын темірбетон конструкцияларын күштерді қайта үлестіруді ескере отырып есептеу бойынша нұсқау» -Мембаспа. -М.

8. Крылов С.М. «Статикалық анықталмайтын темірбетон конструкцияларында күштерді қайта үлестіру» -М., -1963.

9. ҚНжЕ 2.03.01-84 қосымша анықтамалық құрал «Бетон және темірбетон конструкциялары» -Астана, -2005.

10. ҚЕ 52-117-2008 «Жабындар мен аражабындардың темірбетонды кеңістіктік конструкциялары» –М., -2008.

11. «Темірбетон конструкцияларын иілетін моменттер мен бойлық күштердің әсеріне есептеу туралы қысқаша жазбалар» –М., -2008.

12. «Жабындары арқалықсыз темірбетон конструкцияларын жобалау бойынша нұсқау» -Құрылыс баспасы, -М., -1979.

13. ТУ 14-1-5254-2006 «Темірбетон конструкцияларын арматуралауға арналған кезеңдік профильді илем».

14. ТУ 14-1-5526-2006 «Тиімді кезеңдік профильді А500СП класты арматуралық илем».

15. СТО АСЧМ 7-93 «Кезеңдік профильді арматуралық илем».

ӘОЖ 624.048; 69.056.55; 693.554.22 **МСЖ 91.010.30; 91.080.30**

Түйінді сөздер: қаңқа, плита, ұстын, ақырғы элементтер әдісі, темірбетон, жобалау, конструкциялау, арматуралау

СОДЕРЖАНИЕ

Введение IV
1 Область применения 1
2 Нормативные ссылки 1
3 Термины и определения 2
4 Обозначения и единицы измерения 4
4.1 Обозначения 4
4.2 Единицы измерения 8
5 Материалы 9
5.1 Требования к бетону 9
5.1.1 Общие положения 9
5.1.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления 9
5.2 Требования к арматуре. Арматуры для конструкций без предварительного напряжения 11
5.2.1 Применяемые классы арматуры 11
5.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры 11
5.2.3 Деформативные характеристики арматуры 12
6 Безбалочные плоские (безкапительные) перекрытия 13
6.1 Общие положения 13
6.2 Расчет методом эквивалентных рам 14
6.3 Примеры расчета 18
6.3.1 Расчет плит перекрытий рамы от распределения изгибающих моментов 21
6.3.2 Расчет колонны 23
7 Продавливание (местный срез) 30
7.1 Общие положения и определения 30
7.2 Расчет плиты на продавливание 36
7.3 Конструкция безбалочных перекрытий 46
7.3.1 Колонны 46
7.3.2 Капители 46
7.3.3 Обвязочные балки 46
7.4 Безбалочные плоские (бескапительные) перекрытия 47
7.5 Конструирование безбалочных перекрытий 49
7.5.1 Безбалочные перекрытия в зоне внутренних колонн 49
7.5.2 Безбалочные перекрытия в зоне крайних и угловых колонн 49
7.5.3 Поперечная арматура в зоне продавливания 50
Приложение А (*информационное*) Соответствие обозначений классов арматуры 55
Приложение Б (*информационное*) Деформации ползучести и усадки 56
Приложение В (*информационное*) Примеры расчета 59
Приложение Г (*информационное*) Несущие способности 67
Библиография 92

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено акционерным обществом «Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры» (АО «КазНИИСА»).

Настоящее пособие «Расчет и проектирование безбалочных перекрытий» разработано в развитие СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

С 1 июля 2011 года введены в действие первые Строительные Нормы Республики Казахстан СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» (взамен СНиП 2.03.01-84*), положения которых практически не обновлялись в течение почти 30 лет, в силу чего целый ряд его разделов требует уточнения, дополнения или полной переработки.

В пособии приведены принципы и основные требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, которые необходимо руководствоваться при расчете и проектировании безбалочных перекрытий. Дан расчет безбалочных перекрытий по методу эквивалентных рам по упрощенному распределению изгибающих моментов для безбалочных плит. Расчеты плит и колонны выполнены в соответствии с методиками изложенные в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Особое внимание уделено расчету плит на продавливание с методикой СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Приведен пример расчета безбалочных перекрытий. А также в пособии приведены термины и определения, классы и прочностные и деформационные характеристики бетонов и арматурных сталей.

Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для инженерно-технических работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

CALCULATION AND DESIGN OF FLAT SLAB CONSTRUCTION

***Дата введения** – 2015-01-01*

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие распространяется на проектирование каркасов зданий различного назначения с безбалочными конструкциями в виде плоских железобетонных перекрытий, образованных гладкими плитами, которые жестко сопрягаются с поддерживающими их колоннами посредством местных утолщений – капителей (или без капителей), выполняемых из нормального бетона и эксплуатируемых в климатических условиях Республики Казахстан.

Целесообразность применения безбалочных конструкций в каждом конкретном случае устанавливается на основании технико-экономического анализа с учетом условий эксплуатации конструкций, а в зданиях с сетками колонн более 6 × 6 м и с учетом повышения эффективности использования производственных площадей. При соответствующем обосновании могут применяться монолитные безбалочные конструкции.

1.2 Настоящее нормативно-техническое пособие не распространяется на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытий автомобильных дорог и аэродромов и некоторых других специальных сооружений.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем нормативно-техническом пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы:

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

НТП-02-02-2011 Нормативно-техническое пособие РК «Проектирование бетонных и железобетонных конструкций из нормальных бетонов без предварительного напряжения».

СТ РК ISO 3898-2011 Основы проектирования (и расчета) несущих элементов конструкций. Термины и определения. Общие символы (сокращения и условные обозначения).

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие.

Издание официальное

СТ РК СТБ 1704-2011 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 5781 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 6727 Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

ГОСТ 10884 Сталь арматурная термомеханически и термически упрочненная периодического профиля. Технические условия.

Примечание – При пользовании настоящим нормативно-техническим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом пособии применены следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 Арматура: Линейно протяженные элементы в железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий. В зданиях и сооружениях применяют стальную арматуру в виде проволоки, стержней и витых канатов.

3.2 Арматура конструктивная: Арматура, устанавливаемая по конструктивным соображениям без расчета.

3.3 Арматура рабочая: Арматура, назначаемая по расчету.

3.4 Каркас арматурный: Объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней. Способ соединения и взаимное расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

3.5 Класс арматуры по прочности на растяжение: Показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой St и числом, соответствующим характеристическому сопротивлению арматуры в МПа (Н/мм^2) (например, St500).

3.6 Класс бетона по прочности: Количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемая буквой С и числами, выражающими значения характеристического сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм^2 (МПа), например, С12/15 (перед чертой - значение характеристического сопротивления f_{ck}, Н/мм^2, после черты - гарантированная прочность бетона $f^{G}_{c,cube,}$ Н/мм^2).

3.7 Конструкции бетонные: Конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете; расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном.

3.8 Конструкции железобетонные: Конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в армированных бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном и рабочей арматурой.

3.9 Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s: Коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем f_{yk}($f_{0,2k}$), а также отклонения размеров сечения стержня.

3.10 Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c: Коэффициент, учитывающий возможность отклонения прочностей бетона f_{ck}, f_{ctk} ниже характеристических значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

3.11 Модель расчетная: Идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа конструкции либо ее элемента.

3.12 Надежность конструкции: Способность сооружения или его конструктивного элемента соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, в вероятностных величинах.

Примечание – понятие надежность распространяется на безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность сооружения.

3.13 Прочность бетона на осевое сжатие f_c: Максимальные сжимающие напряжения в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования.

3.14 Прочность бетона на осевое сжатие, гарантированная $f^{G}_{c,cube,}$: Прочность, определяемая при осевом сжатии кубов размером 150×150×150 мм с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами.

3.15 Сетка арматурная: Плоский арматурный элемент, составленный из продольных и поперечных стержней, соединенных между собой; форма и размер, шаг и сечение, способ соединения составляющих ее стержней должны соответствовать требованиям проектной документации с учетом технологии изготовления.

3.16 Система конструктивная: Несущие элементы здания или инженерного сооружения, объединенные определенным способом для совместной работы.

3.17 Ситуация расчетная: Совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния не превышены.

3.18 Характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk}(f_{0,2})$: Гарантируемое производителем значение физического либо условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

3.19 Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} : Прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемая делением характеристического сопротивления f_{yk} на частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s.

Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk}(f_{ctk,0,05})$ – 5 % квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

3.20 Характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck}: Сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, назначенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, исходя из значений параметрического ряда классов бетона по его гарантированной прочности $f^{G}_{c,cube,}$.

3.21 Сопротивление бетона осевому растяжению среднее f_{ctm}: Прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций.

3.22 Расчетное сопротивление бетона (сжатию - f_{cd}; растяжению - f_{ctd}): Сопротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по несущей способности и эксплуатационной пригодности и получаемое путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c.

3.23 Воздействия:

–Группа сил (нагрузок), действующих на сооружение (прямое воздействие);

–Группа приложенных деформаций или колебаний, вызванных изменением температуры или влажности, неравномерной осадкой оснований или землетрясением (косвенное воздействие).

3.24 Состояния предельные: Состояния, при превышении которых строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом пособии, а также при разработке соответствующих нормативных документов, дополняющих настоящее НТП, следует использовать приведенные ниже условные обозначения согласно СТ РК ISO 3898-2011.

4.1 Обозначения

Прописные буквы латинского алфавита

A – площадь сечения;

A_c – площадь сечения бетона;

A_{cc} – площадь сечения бетона в сжатой зоне;

$A_{c,eff}$ – эффективная площадь растянутой зоны сечения;

A_{c0} – площадь смятия;

A_{c1} – площадь распределения при расчете на смятие;

A_{core} – площадь сечения в пределах косвенного (кольцевого) армирования;

A_{cont} – контрольная площадь, заключенная внутри контрольного сечения;

A_{ct} – площадь сечения бетона растянутой зоны;

A_d – расчетное значение особого воздействия;

A_{load} – площадь поверхности, к которой приложена сосредоточенная сила;

A_p – площадь сечения напрягаемой арматуры;

A_{p1} – площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой или менее сжатой зоне сечения;

A_{p2} – площадь сечения напрягаемой арматуры в сжатой (от действия нагрузок) зоне сечения;

A_s – площадь сечения ненапрягаемой арматуры;

A_{s1} – площадь сечения растянутой либо наименее сжатой арматуры;

A_{s2} – площадь сечения сжатой либо наименее растянутой арматуры;

A_{sf} – площадь сечения арматуры в полке элемента таврового сечения;

$A_{\mathrm{s,tot}}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении;

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

B – жесткость изгибаемого железобетонного элемента;

$E_c, E_{c(28)}$ – касательный модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ в возрасте 28 суток;

$E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона (с учетом длительного действия нагрузки);

E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона;

E_{cm} – секущий модуль упругости бетона;

E_s – расчетное значение модуля упругости арматурной стали;

F – сила, воздействие;

F_c – равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;

F_s – равнодействующая усилий в арматуре;

H – горизонтальное усилие (распор);

I – момент инерции площади поперечного сечения бетона;

I_c – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_s – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

M – изгибающий момент;

M_{cr} – момент, соответствующий образованию трещин;

M_{Rd} – прочность сечения при изгибе;

M_{Ed} – расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки;

$M_{Ed,x}$ – расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, определенный относительно оси x;

$M_{Ed,y}$ – то же, относительно оси y;

N – продольная сила;

N_{cr} – осевая сила, приводящая к образованию трещин;

N_{crit} – условная критическая продольная сила;

N_{Rd} – прочность сечения при действии продольного усилия;
N_{Ed} – расчетная продольная сила от внешнего воздействия;
$N_{Ed,z}$ – продольная сила от внешней нагрузки по направлению оси z;
$N_{Ed,lt}$ – расчетная продольная сила при квазипостоянном сочетании нагрузок;
Q – переменное воздействие;
S – статический момент;
V_{cd} – расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном;
$V_{Rd,c}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, в элементе, имеющем поперечное армирование;
$V_{Rd,ct}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом, не имеющим поперечного армирования;
$V_{Rd,max}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;
$V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование;
V_{Ed} – расчетная поперечная сила, вызванная нагрузкой;
W_c – момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала.

Строчные буквы латинского алфавита

a_{lim} – предельный (допустимый) прогиб;
a_p – проскальзывание арматурного стержня в анкере;
b'_{eff} – эффективная ширина полки тавровых сечений;
b_j – ширина поверхности соединения (стыка) сборного элемента и монолитной части в сборно-монолитной конструкции;
b_w – ширина стенки таврового сечения; расчетная ширина балки при расчетах на действие перерезывающих сил;
d_g – максимальная крупность заполнителя;
e_a – случайный эксцентриситет;
e_e – расчетный эксцентриситет;
e_o – начальный эксцентриситет продольной силы (без учета влияния прогиба) относительно центра тяжести приведенного сечения;
e_{s1} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры;
e_{s2} – эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сжатой арматуры;
f_c – прочность бетона на сжатие при одноосном напряженном состоянии;
$f^G_{c,cube}$ – гарантированная прочность бетона;
f_{cd} – расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;
f_{ck} – характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию;

f_{cm} – прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций;

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;

f_{ctk} – характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению, соответствующее 5% квантилю статистического распределения прочности $f_{ctk,0,05}$;

$f_{ctk,0,95}$ – 95% квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение;

f_{ctm} – прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций;

f_{cud} – расчетное сопротивление бетона смятию;

$f_{yk}(f_{0,2k})$ – характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры;

$h_f^{'}$ – высота (толщина) полки таврового сечения;

l_b – базовая длина анкеровки арматуры;

l_{bp} – расчетная длина анкеровки напрягаемой арматуры;

l_{col} – расстояния между точками закрепления стойки (колонны);

l_{eff} – расчетный пролет;

l_n – пролет в свету между опорами;

l_o – расчетная длина стойки;

n_w – число поперечных стержней в сечении;

s – шаг поперечной арматуры;

s_e – расстояние между стержнями арматуры в свету;

s_f – расстояние между стержнями поперечной арматуры в полке таврового сечения;

s_n – расстояние между каркасами (сетками) косвенного армирования в зоне сжатия или шаг спирали;

s_{rm} – среднее расстояние между трещинами;

t – ширина опоры; продолжительность действия нагрузки; эффективная толщина стенки коробчатого сечения;

u – периметр;

v – единичная поперечная сила;

v_{Ed} – расчетная поперечная сила на единицу длины;

w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин;

x – высота сжатой зоны сечения, а также расстояние от рассматриваемого сечения до точки приложения усилия;

x_{eff} – эффективная высота условной сжатой зоны сечения, рассчитанная при допущении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне;

$x_{eff,lim}$ – граничное значение высоты условной сжатой зоны;

z – плечо внутренней пары сил.

Буквы греческого алфавита

α – угол, коэффициент, а также отношение модуля упругости стали E_s к модулю упругости бетона E_{cm};

α_e – отношение модуля упругости стали E_s к эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff}$;

α_k – коэффициент, учитывающий влияние условий нагружения и опирания элемента при расчете прогибов;

α_t – коэффициент линейного температурного расширения;

γ – частный коэффициент безопасности;

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона;

γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры;

γ_F – частный коэффициент безопасности для воздействия;

δ – отношение моментов до и после перераспределения, а также – коэффициент;

ε_c – относительная деформация бетона;

ε_{c1} – относительная деформация бетона, соответствующая прочности на сжатие f_c;

ε_{c2}, ε_{c3} – относительная деформация бетона, соответствующая расчетному сопротивлению бетона f_{cd};

$\varepsilon_{cs,\infty}$ – предельное значение усадки бетона;

ε_{cu}, ε_{cu2},ε_{cu3} – относительные деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона;

ε_s – относительная деформация арматуры;

ε_{sm} – средняя относительная деформация арматуры для элемента с трещинами;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – значение усадки бетона к моменту времени $t > t_0$;

ε_{sR} – относительные деформации арматуры, соответствующие разрыву;

ε_{su} – предельное значение относительной деформации арматуры при растяжении;

ε_{yd} – относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести;

ξ – отношение $\frac{x}{d}$, а также коэффициент;

η – коэффициент;

θ – угол.

4.2 Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящего пособия, следует использовать следующие единицы измерения:

В выполняемых в настоящем Пособии расчетах использованы следующие единицы измерений:

1. сила - Н, кН;
2. линейные размеры - мм (для сечений), м (для элементов или их участков);
3. распределенные нагрузки - кН/м, Н/мм (на единицу длины); кН/м^2 (на единицу площади);

4. плотность - кг/м^3;
5. напряжения и прочность - Н/мм^2 (МПа);
6. момент (изгибающий, крутящий) - кН·м.

5 МАТЕРИАЛЫ

5.1 Требования к бетону

5.1.1 Общие положения

Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящего нормативно-технического пособия, следует предусматривать конструкционный нормальный бетон средней плотности от 2200 кг/м^3 до 2500 кг/м^3 включительно. Вид бетона и его технические контролируемые показатели качества следует назначать в соответствии с требованиями, предъявляемыми к бетонным, железобетонным и предварительно напряженным железобетонным конструкциям, соответствующим стандартам.

5.1.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления

5.1.2.1 При проектировании бетонных, железобетонных конструкций следует применять нормальные (тяжелые) бетоны по СТ РК EN 206-1 следующих классов по прочности на сжатие:

С12/15; С16/20; С20/25; С25/30; С30/37; С35/45; С40/50; С45/55; С50/60; С55/67; С60/75; С70/85; С80/95; С90/105;

5.1.2.2 Базовыми прочностными характеристиками бетона, применяемыми при расчетах бетонных и железобетонных конструкций, являются:

– характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck};

– характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению f_{ctk}.

При назначении класса бетона по прочности на сжатие характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению допускается устанавливать в зависимости от характеристического сопротивления бетона осевому сжатию.

5.1.2.3 При проектировании сборных железобетонных конструкций следует дополнительно указывать прочность бетона на сжатие, соответствующую характерному этапу изготовления конструкции (например, распалубочная прочность, передаточная прочность и т. д.).

5.1.2.4 Характеристические сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение, соответствующие нормированным в 5.1.2.1 классам по прочности, представлены в таблице 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.1.2.5 Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk,0,95}$ (95 % квантиль прочности на растяжение, см. Таблицу 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011) следует применять в расчетах бетонных, железобетонных и предварительно напряженных

конструкций только в том случае, если повышенная прочность на растяжение приводит к неблагоприятному эффекту (например, при расчете на действие вынужденных усилий и т. д.).

5.1.2.6 Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} следует определять путем деления характеристических сопротивлений бетона соответственно осевому сжатию f_{ck} и осевому растяжению f_{ctk} на частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c, принимаемые равными:

а) при расчете по предельным состояниям несущей способности:

– для неармированных (бетонных) конструкций - 1,5;

– для железобетонных и предварительно напряженных конструкций - 1,5;

б) при расчете по предельным состояниям эксплуатационной пригодности - 1,0.

5.1.2.7 При описании характеристических диаграмм деформирования в качестве основной следует принимать базовую точку в вершине диаграммы с напряжениями, равными характеристическим значениям сопротивления бетона осевому сжатию f_{ck}.

За критическую область работы бетона на нисходящем участке диаграммы деформирования при расчете следует ограничивать уровнем напряжений $\sigma_{cu} = k_u \cdot f_{ck}$, принимая значение коэффициента k_u:

а) для бетонов классов по прочности на сжатие менее С55/67 - 0,80;

б) для высокопрочных бетонов классов по прочности на сжатие С70/85 и выше - 0,90.

Предельные значения относительных деформаций бетона ε_{cu1}, принимаемые в расчетах, не должны превышать значений, приведенных в Таблице 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.1.2.8 Расчетные значения напряжений в узловых точках диаграммы деформирования следует определять согласно указаниям 5.1.2.6, принимая вместо характеристических значений сопротивления бетона f_{ck} их расчетные значения f_{cd} с коэффициентом α_{cc}, учитывающим длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д.

Значения коэффициента α_{cc} следует принимать для бетона классов по прочности на сжатие не более С50/60 α_{cc} = 0,85.

В интервале относительных деформаций $|\varepsilon_{c1}| \le |\varepsilon_c| \le |\varepsilon_{cu1}|$ расчетная диаграмма деформирования бетона (Рисунок 5.1) имеет горизонтальный участок, соответствующий расчетному сопротивлению $\alpha_{cc} \cdot \dfrac{f_{ck}}{\gamma_c}$.

5.1.2.9 [3.1.7(3)] При расчете прочности сечений простой формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней конструкции, и усилиями, действующими в плоскости симметрии, допускается применять прямоугольную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения .

Значение коэффициента λ, применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения, и значение коэффициента η для определения эффективной прочности следуют из:

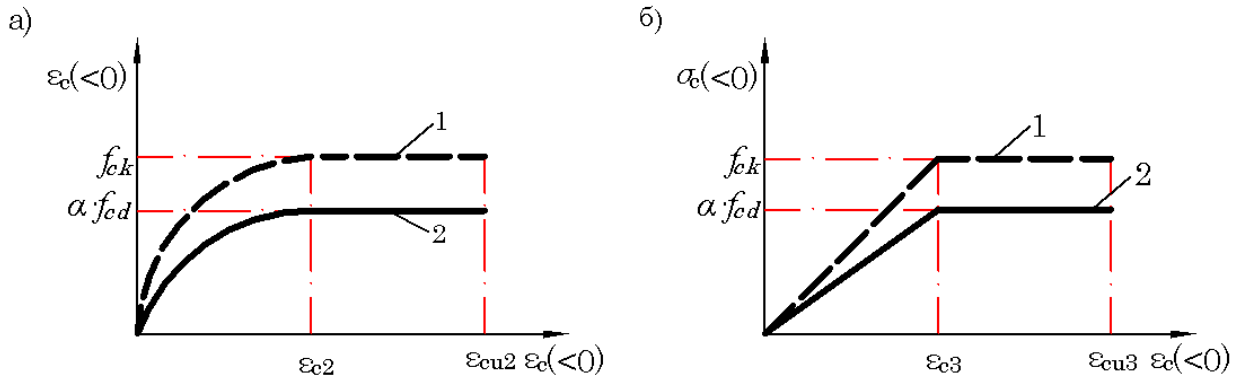
$$\lambda = 0{,}8 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \tag{5.1}$$

$$\lambda = 0{,}8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}, \tag{5.2}$$

$$\eta = 1{,}0 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \tag{5.3}$$

$$\eta = 1{,}0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}, \tag{5.4}$$

Примечание – Если ширина сжатой зоны сечения уменьшается по направлению к более сжатой грани сечения, то значение $\eta \cdot f_{cd}$ следует уменьшить на 10 %.



1 - нормативная диаграмма; 2 - расчетная диаграмма

а) - параболически-линейная; б) - упрощённая билинейная

Рисунок 5.1 - Диаграммы деформирования бетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений железобетонных конструкций:

5.2 Требования к арматуре. Арматура для конструкций без предварительного напряжения

5.2.1 Применяемые классы арматуры

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов St400 и St500. По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами. Допускается применять в качестве ненапрягаемой арматуры стержней периодического профиля и проволоку классов, установленных в Приложении А.

5.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры

5.2.2.1 Характеристическое сопротивление арматуры f_{yk} ($f_{0,2k}$) - наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести, равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению,

равному 0,2 %. Указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95.

5.2.2.2 Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} определяют путем деления нормативного сопротивления f_{yk} ($f_{0,2k}$) на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s, принимаемый равным 1,15 для стержневой и 1,2 - для проволочной арматуры.

При расчете по наклонным сечениям расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) f_{ywd} снижаются по сравнению с f_{yd} путем умножения на коэффициенты условий работы γ_{s1} и γ_{s2}:

а) γ_{s1} = 0,8 - для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения;

б) γ_{s2} = 0,9 - для стержневой арматуры диаметром менее 1/3 диаметра продольных стержней в сварных каркасах, для учета возможности хрупкого разрушения сварного соединения.

Характеристики ненапрягаемой арматуры представлены в Таблице 5.1.

Таблица 5.1 - Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	f_{yk} ($f_{0,2k}$), Н/мм^2	f_{yd} ($f_{0,2d}$), Н/мм^2	f_{ywd}, Н/мм^2	
St400	от 6 до 40	Периодического профиля	от 1,25 до 1,5	400	348	279*	251
St500	от 3 до 40	Периодического профиля	1,2	500	435(410)**	348* (328)**	313 (295)**

* Для случая применения в вязаных каркасах.

** В скобках приведены значения для проволочной арматуры.

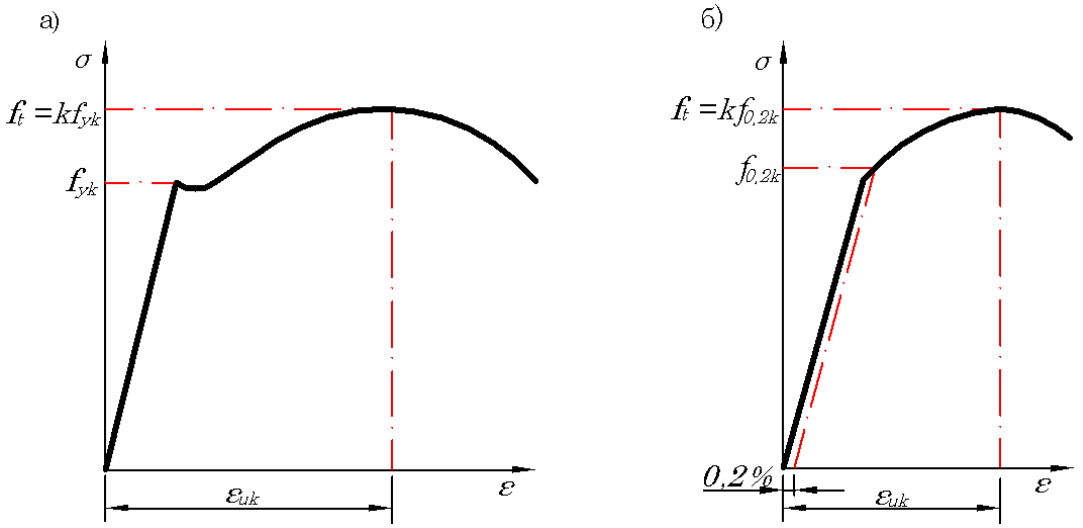
5.2.3 Деформативные характеристики арматуры

5.2.3.1 Арматура должна иметь адекватную пластичность, определяемую отношением прочности на растяжение к пределу текучести $\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$ и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk}. На Рисунке 5.2 приведены диаграммы деформирования «напряжение - относительная деформация» для горячекатаных и холоднотянутых сталей.

5.2.3.2 Зависимость «σ_s–ε_s» для стержневой арматуры класса St500 следует принимать в соответствии с диаграммой Рисунка 5.3а.

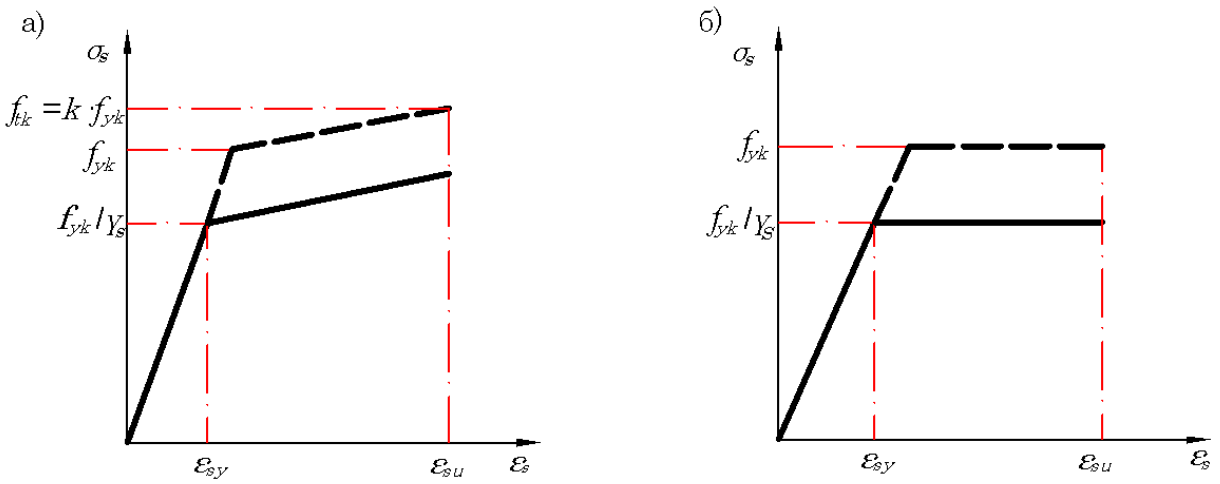
Зависимость «σ_s–ε_s» для арматуры класса St400 и проволочной арматуры класса Bt500 следует принимать с горизонтальным участком от σ_s до ε_s (Рисунок 5.3б).

Модуль упругости арматуры E_s в интервале температур от минус 30 °С до плюс 200 °С следует принимать равным 200 кН/мм^2.



а) - для горячекатаной стали; б) - для холоднотянутой стали

Рисунок 5.2 - Диаграммы «напряжение - относительная деформация» для арматурных сталей



а) - для стержневой арматуры класса St500;

б) - для арматуры классов St240, St400 и проволочной арматуры

Рисунок 5.3 - Зависимость «σ_s–ε_s» для ненапрягаемой арматуры:

6 БЕЗБАЛОЧНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

6.1 Общие положения

6.1.1 Рассматриваемые в данном разделе безбалочные плоские перекрытия могут быть одинаковой толщины или могут включать капители (утолщения над колоннами).

6.1.2 [I.1.1.(2)] Плоские перекрытия должны быть рассчитаны с использованием общепринятых методов расчета, как, например балочной клетки (в котором перекрытие идеализировано как ряд соединенных дискретных элементов), конечных элементов,

предельного равновесия или эквивалентной рамы. При этом должны быть использованы соответствующие геометрические параметры и свойства материалов.

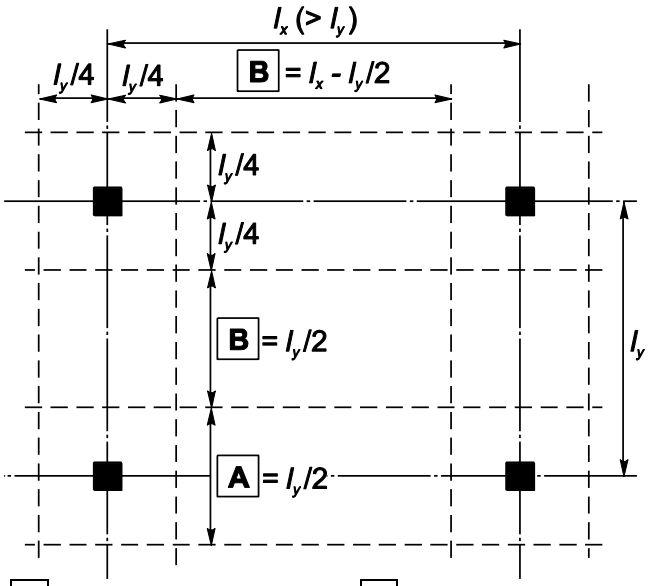
В данном пособии рассмотрен только метод эквивалентных рам.

6.2 [I.1.2] Расчет методом эквивалентных рам

6.2.1 [I.1.2.(1)] Конструкция должна быть разделена в продольном и поперечном направлении на рамы, состоящие из колонн и частей плит, находящихся между средними линиями примыкающих панелей (площадь, ограниченная четырьмя соседними колоннами). Жесткость элементов может быть рассчитана по их сечению брутто. Для вертикальной нагрузки жесткость может определяться при полной ширине плит. Для горизонтальной нагрузки должно быть принято 40 % этого значения, чтобы учесть повышенную гибкость соединений колонн с плитой в конструкциях плоских перекрытий по сравнению с соединениями колонн и балок. Для расчета в каждом направлении должна быть использована полная нагрузка на плиту.

6.2.2 [I.1.2.(2)] Общий изгибающий момент, определенный расчетом, должен быть распределен по ширине плиты. При упругом расчете отрицательные моменты имеют тенденцию концентрироваться у геометрических осей колонн.

6.2.3 [I.1.2.(3)] Плиты должны быть разделены на надколонные и пролетные полосы (см. Рисунок 6.1), а изгибающие моменты должны быть распределены согласно Таблице 6.1.



A – надколонная полоса; B – пролетная полоса

Рисунок 6.1 - Разбивка безбалочных перекрытий на полосы

Примечание – Если применены капители с шириной более $l_y/3$, ширина полосы колонн может быть принята равной ширине капители. Ширина средних полос при этом должна быть соответственно уточнена.

6.2.4 [I.1.2(4)] Если ширина полосы колонн отличается от $0{,}5l_x$, как показано на Рисунке 6.1, и принята равной ширине капители, то ширина пролетной полосы должна быть соответственно уточнена.

Таблица 6.1 - Упрощенные распределения изгибающего момента для безбалочных плит

	Отрицательные моменты	Положительные моменты
Надколонная полоса	от 60 % до 80 %	от 50 % до 70 %
Пролетная полоса	от 40 % до 20 %	от 50 % до 30 %
Примечание – Суммарные значения отрицательных и положительных моментов, которые могут быть восприняты надколонной полосой и пролетной полосой вместе, должны составлять всегда 100 %.		

6.2.5 [I.1.2(5)] Если отсутствуют балки, расположенные по периметру, которые соответственно рассчитаны на кручение, то моменты, передающиеся на крайнюю или угловую колонны, должны быть ограничены до момента сопротивления прямоугольного сечения, равного $0{,}17b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}$ (см. Рисунки 6.3 и 7.12 для определения b_e). Положительный момент в крайнем пролете должен быть соответственно уточнен.

6.2.6 Под плоскими плитами понимают плиты на точечных опорах. В отличие от плит перекрытий, опертых по контуру, линии разрушения плоских плит (линейные шарниры) могут образовываться одному и из двух взаимно перпендикулярных направлений (Рисунок 6.2). По этой причине плоские плиты должны быть способны выдержать полную нагрузку на панель в каждом направлении.

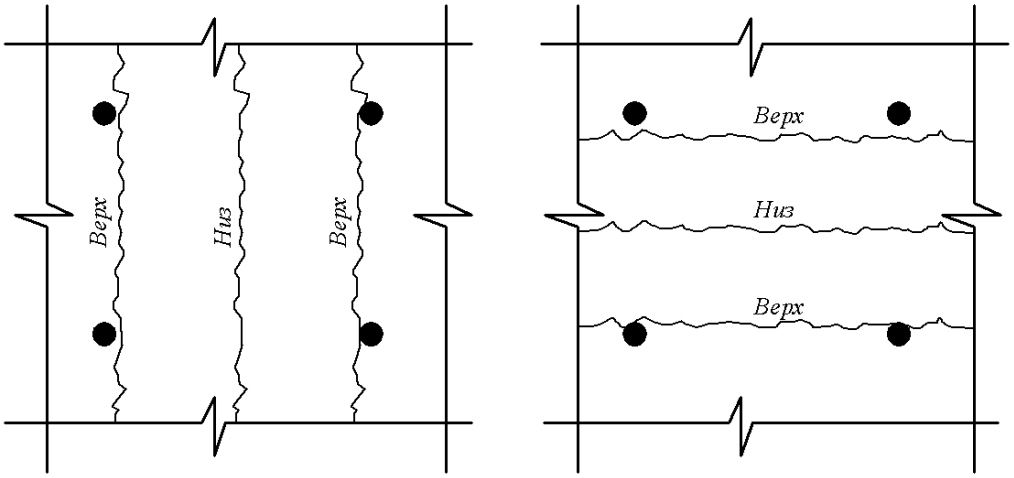


Рисунок 6.2 – Возможные модели отказа плоской плиты

Передача момента на крайние колонны

Вследствие образования трещин от изгиба и кручения на крайних (и угловых) колоннах, эффективная ширина передачи моментов между плитами и колоннами будет значительно меньше, чем в случае с внутренними колоннами. На базе опытов, это явление принимается в расчет путем ограничения максимального момента, которой плита (без крайних балок) может передать на колонну:

$$M_{t,max} = 0,17 \cdot b_e \cdot d^2 \cdot f_{ck}\ , \qquad (6.1)$$

где b_e – расчетная ширина полосы, воспринимающей момент (Рисунок 6.3);

d – рабочая высота сечения плиты.

$M_{t,max}$ должен быть не менее 50 % от расчетного момента, полученного в результате упругого расчета, или 70 % от расчетного момента, полученного в результате расчета каркаса. Если $M_{t,max}$ меньше указанных значений, конструкцию необходимо изменить.

Если полученный в результате расчета изгибающий момент на крайней опоре превышает $M_{t,max}$, то этот момент следует уменьшить до величины $M_{t,max}$, а момент в плите соответственно увеличить.

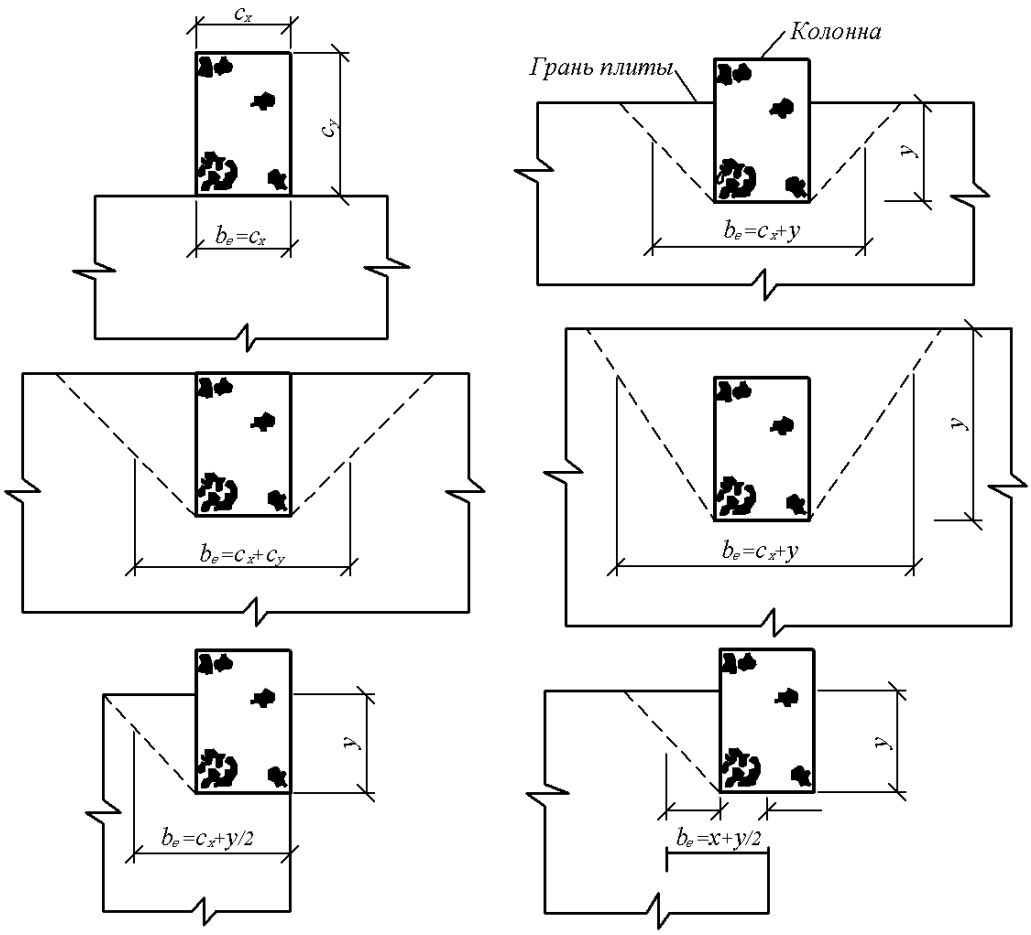


Рисунок 6.3 – Расчетная ширина плиты, передающая момент

Чтобы передать момент с крайней опоры на колонну, необходимо заармировать плиту шириной C_x+2r (Рисунок 6.4).

Если толщина плиты менее 300 мм, то $r = C_y$, если нет, то $r = 1,67 \cdot C_y$. В последнем случае крайне важно обеспечить сопротивление кручению по краю плиты. При этом П-образные профили (в отличие от Г-образных) могут обеспечить достаточное сопротивление кручению (Рисунок 6.5).

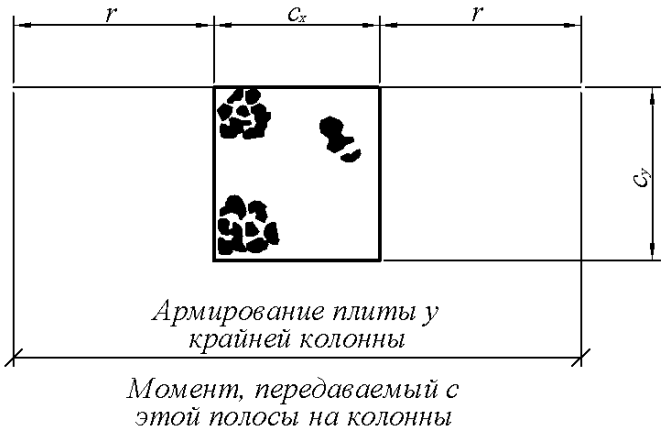


Рисунок 6.4 – Плоские плиты: крайняя колонна

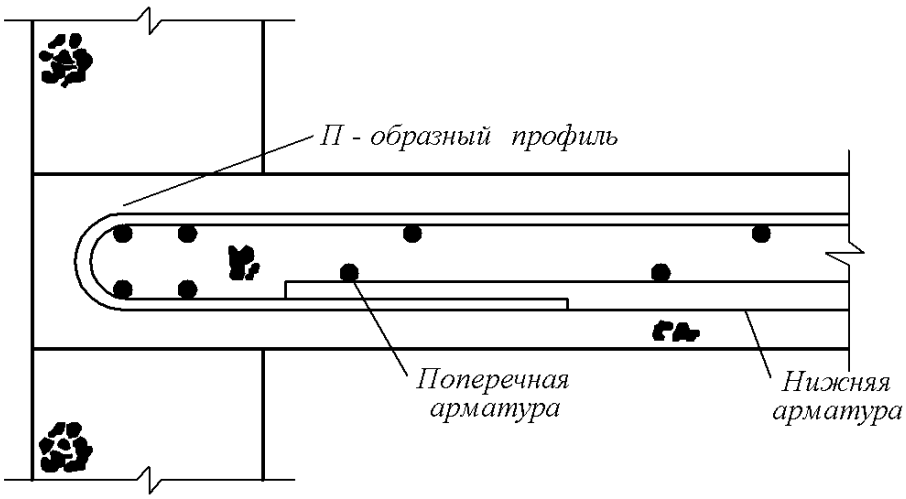


Рисунок 6.5 –Плоская плита: армирование крайней опоры

Изгибающие моменты $M_{t,max}$ могут передаваться на колонну только в том случае, если контурная балка (которая может быть полосой плиты) способна сопротивляться растяжению.

Расчет методом эквивалентных рам можно выполнить с помощью любого стандартного линейного упругого метода, например, с учетом перераспределения моментов [5,7,8] и методом последовательных приближений.

Статический расчет железобетонного каркаса с безбалочными плоскими перекрытиями включают следующие элементы:

–расчет рамного каркаса**,** ригелями которого являются плоские перекрытия (для определения суммарных внутренних усилий в плитах и колоннах);

–распределение изгибающих моментов по ширине ригеля-плиты и проверку соответствующих сечений на изгиб;

–расчет плит на продавливание и колонн на внецентренное сжатие.

6.3 Примеры расчета

Для расчета принимаем двухэтажное здание с полуподвалом, выполненное в безригельном каркасе. Подробный расчет конструкций каркаса методом эквивалентных рам приведен в Приложение В настоящего пособия.

В Таблице В.3 приведены узловые моменты от внешних нагрузок (см. Приложение В).

В соответствии с рекомендациями данной работы (см. п.п. 6.2.3, Таблица 6.1) проводим распределение изгибающих моментов. Моменты поперечного направления обозначаем M_x, продольного M_y, (Рисунок 6.6).

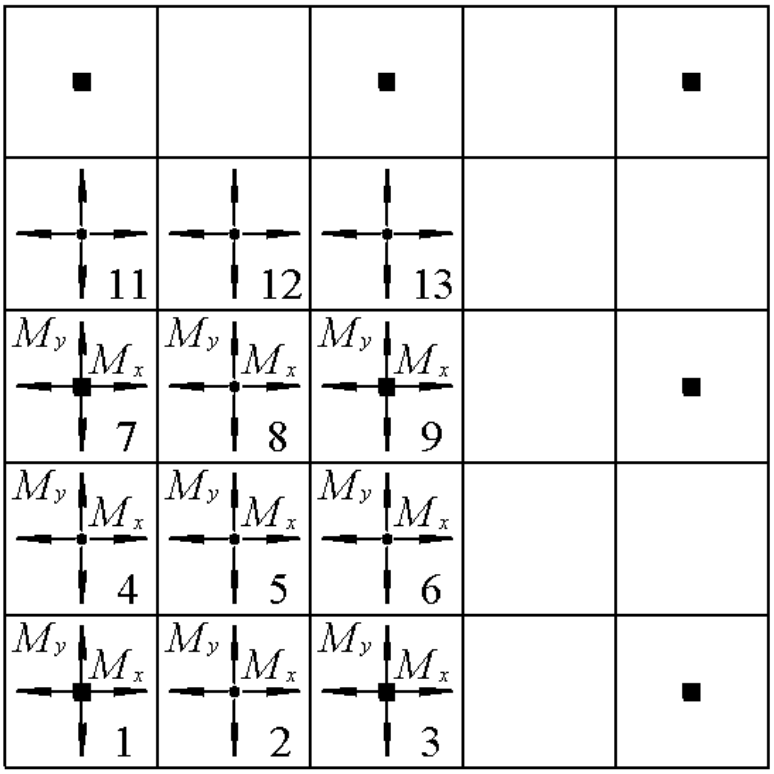


Рисунок 6.6 - Направление действия моментов в плитах перекрытия

Распределяем опорные моменты в соответствии с Таблицей 6.1.

Плиты верхнего яруса рамы

Плита №1. В обоих направлениях опорный момент в надколонной полосе

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 164{,}4 = -118{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №2:

$M_x = 0{,}52 \times 268 = 139{,}4$ кН · м – пролетный момент в надколонной полосе;

$M_y = -0{,}28 \times 164{,}4 = -46{,}03$ кН · м – опорный момент в пролетной полосе;

Плита №3. В обоих направлениях опорные моменты в надколонной полосе:

$$M_x = -0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = -0{,}72 \times 164{,}4 = -118{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №4:

M_x – опорный момент в пролетной полосе;

$$M_x = 0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_x = -0{,}28 \times 164{,}4 = -46{,}03 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

M_y – пролетный момент в надколонной полосе;

$$M_y = -0{,}52 \times 268 = 139{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №5:

M_x и M_y – пролетные моменты в пролетных полосах;

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 268 = 128{,}64 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №6:

M_x – опорный момент в пролетной полосе;

$$M_x = 0{,}28 \times 216 = -60{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

M_y – пролетный момент в надколонной полосе;

$$M_y = 0{,}52 \times 268 = 139{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №7:

M_x и M_y – опорные моменты в надколонной полосе:

$$M_x = -0{,}72 \times 164{,}4 = -118{,}37 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = -0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №8:

M_x– пролетный момент в надколонной полосе;

$$M_x = 0{,}52 \times 268 = 139{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

M_y – опорный момент в пролетной полосе;

$$M_y = -0{,}28 \times 216 = -60{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №9:

M_x и M_y – опорные моменты в надколонной полосе;

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 216 = -155{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плиты среднего яруса рамы

Плита №1:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 261{,}9 = -188{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №2:

$$M_x = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №3:

$$M_x = -0{,}72 \times 276{,}6 = 199{,}15 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = -0{,}72 \times 261{,}9 = -188{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №4:

$$M_x = -0{,}28 \times 261{,}9 = -73{,}33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}52 \times 328 = -170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №5:

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 328 = 157{,}44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №6:

$$M_x = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №7:

$$M_x = -0{,}72 \times 261{,}9 = -188{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 276{,}6 = -199{,}15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №8:

$$M_x = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №9:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 276{,}6 = -199{,}15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плиты нижнего яруса рамы

Плита №1:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 124{,}9 = -89{,}93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №2:

$$M_x = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}28 \times 124{,}9 = -34{,}97 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №3:

$$M_x = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 124{,}9 = -89{,}93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №4:

$$M_x = -0{,}28 \times 366 = -102{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №5:

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 226{,}7 = 108{,}82 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №6:

$$M_x = -0{,}28 \times 366 = -102{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №7:

$$M_x = -0{,}72 \times 124{,}9 = -89{,}93 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №8:

$$M_x = 0{,}52 \times 226{,}7 = 117{,}88 \text{ кН} \cdot \text{м};$$
$$M_y = -0{,}28 \times 366 = -102{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Плита №9:

$$M_x = M_y = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

6.3.1 Расчет плит перекрытий рамы от распределенных изгибающих моментов

Для плит трех типов: надколонной, межколонной и средней плиты подбираем арматуру по наибольшим изгибающим моментам.

Пример 1

Рассмотрим надколонную плиту № 9;

M_x и M_y - опорные моменты в надколонной полосе;

$$M_x = M_y = M_{Eds} = -0{,}72 \times 366 = -263{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Характеристики сечения: плита с размерами $b = 3000$ мм; h = 200 мм; c_1 = 25 мм (Рисунок 6.7); Бетон нормальный класса С25/30 (f_{ck}= 25МПа, γ_c= 1,5, f_{cd}= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$= 0,85×25/1,5 = 14,2 МПа, α_{cc}= 0,85). Арматура класса St500 (f_{yk}= 500 МПа,$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$= 500/1,15 = 435 МПа).

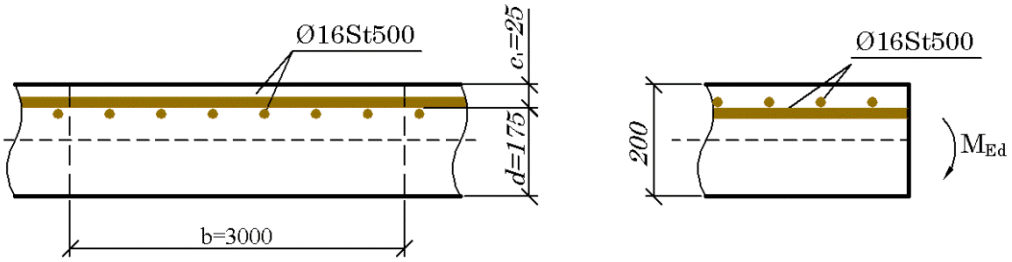


Рисунок 6.7 – Плита (к расчету №2)

Определяем значение коэффициента

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{263{,}52 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}202 \ \leq a_{Eds,lim} = 0{,}372 \text{ (см. Рисунок Г.1)}$$

где $d = h - c_1$ = 200-25 =175 мм.

По Таблице Г.1 для нормального бетона $\leq$ С50/60

$a_{Eds} = 0{,}202$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} =$ 435 МПа → $\omega = 0{,}2355, \zeta = \frac{z}{d}$ = 0,857, z = 0,857×175=150 мм.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435}(0{,}2355 \times 3000 \times 175 \times 14{,}2) = 4036 \text{ мм}^2.$$

Принимаем арматуру $\emptyset 16\ St500$ с шагом 150 мм в обоих направлениях. Арматура армируется в верхней зоне ($A_{s1} = 4223$ мм^2).

Пример 2

Рассмотрим межколонную плиту № 6. Характеристики сечения плиты приняты как в примере №1.

M_x и M_y - опорные моменты в пролетной полосе;

$$M_x = -0{,}28 \times 276{,}6 = -77{,}45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = 0{,}52 \times 328 = 170{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем значение коэффициента на момент M_y

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{170{,}56 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}130 \ \leq \alpha_{Eds,lim} = 0{,}372 \text{ (см. Рисунок Г.1)}$$

где d = $h - c_1$ = 200-25 =175 мм.

По Таблице Г.1 для нормального бетона ≤ С50/60

$a_{Eds} = 0{,}130$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 434{,}8$ МПа → $\omega = 0{,}1422$, $\zeta = \frac{z}{d}$ = 0,914,z =0,914×175= 160 мм.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{434{,}8}(0{,}1422 \times 3000 \times 175 \times 14{,}2) = 2437 \text{ мм}^2.$$

Определяем значение коэффициента на момент M_x

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{77{,}45 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}0594 \ \leq \alpha_{Eds,lim} = 0{,}372 \text{ (см. Рисунок Г.1)},$$

где $d = h - c_1$ = 200-25 =175 мм.

По Таблице Г.1 для нормального бетона ≤ С50/60

$a_{Eds} = 0{,}0594$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 434{,}8$ МПа → $\omega = 0{,}0625$, $\zeta = \frac{z}{d}$=0,960, z =0,960×175=168 мм.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{434{,}8}(0{,}0625 \times 3000 \times 175 \times 14{,}2) = 1071 \text{ мм}^2.$$

Таким образом, плита армируется нижней сеткой из арматуры $\emptyset 14\ St500$ с шагом 150 мм в направлении поперек рамы и верхней сеткой из арматуры $\emptyset 10\ St500$ с шагом 150 мм в направлении вдоль рамы. Распределительная арматура в обеих сетках $\emptyset 10\ St500$ с шагом 300 мм.

Пример 3

Рассмотрим межколонную плиту № 5. Характеристики сечения плиты приняты как в примере №1.

M_x и M_y -пролетные моменты в пролетной полосе;

$$M_x = M_y = 0{,}48 \times 328 = 157{,}44 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем значение коэффициента

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{157{,}44 \times 10^6}{14{,}2 \times 3000 \times 175^2} = 0{,}120 \ \leq a_{Eds,lim} = 0{,}372 \text{ (см. Рисунок Г.1)},$$

где d = $h - c_1$ = 200-25 =175 мм.

По Таблице Г.1 для нормального бетона $\leq$ С50/60 $a_{Eds} = 0{,}120$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} =$ 434,8 МПа $\rightarrow \omega = 0{,}1303$, $\zeta = \frac{z}{d}$ = 0,921, z = 0,921×175 =161 мм.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{434{,}8}(0{,}1303 \times 3000 \times 175 \times 14{,}2) = 2233 \text{ мм}^2.$$

Принимаем рабочую арматуру в нижней зоне плиты $\emptyset 14\ St500$ с шагом 150 мм в обоих направлениях ($A_{s1} = 3231$ мм^2).

6.3.2 Расчет колонны

Пример

Проводим расчет крайней колонны нижнего яруса рамы: Колонна прямоугольного сечения с размерами b = 400 мм, h = 400 мм; c_1 = 25 мм. Бетон нормальный класса С16/20 (f_{ck}=16 МПа, γ_c= 1,5, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85· 16/1,5 =9,1 МПа, α_{cc}= 0,85). Арматура класса St500 (f_{yk}=500МПа,$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$= 500/1,15 = 435 МПа,$E_s = 20 \times 10^4$МПа). Бетон класса С16/20, $E_{cm} = 29\ ГПа$, $I = 2{,}1 \times 10^9\ мм^4$. Изгибающий момент M_{Ed}=$M_x = M_y$= 79,6 кН·м и продольная сила

$$N_{Ed} = 187 + 221{,}7 + 184 + 48{,}6 + 78 + 65{,}2 \times 1{,}5 + 74{,}7 \times 1{,}5 = -929 \text{ кН}.$$

Определим расчетную длину колонны, гибкость колонны, критерий гибкости для колонн и подбор сечений продольной арматуры колонн.

Определение расчетной длины колонны

В соответствии с условиями закрепления см. Рисунок 5.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 $l_0 = 0{,}5l = 0{,}5 \times 4{,}5 = 2{,}25$м.

Определяем расчетную длину элемента с учетом раскрепления в верхней и нижних частях опоры по формуле (5.15) п.п. 5.8.3.2(3) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$l_0 = 0{,}5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_1}{0{,}45 + k_1}\right)},$$

где $k_1 = 0{,}1$ - в соответствии с рекомендациями

$$l_0 = 0{,}5 \cdot 4{,}5 \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{0{,}1}{0{,}45+0{,}1}\right) \times \left(1 + \frac{0{,}1}{0{,}45+0{,}1}\right)} = 2{,}25 \times 1{,}182 = 2{,}66 \text{ м.}$$

$$2{,}66 > 0{,}5 \cdot l = 1{,}75 \text{ м}$$

Принимаем $l_0 = 2{,}66$ м.

Определение предельной гибкости колонны

Эффекты второго рода могут не учитываться, если гибкость λ меньше предельной гибкости элемента λ_{lim}.

$$\lambda \leq \lambda_{lim}$$

Гибкость определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i},$$

где l_0 - расчетная длина, смотри 5.8.3.2 (2) – (7) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011;

i - радиус инерции для сечения бетона без трещин.

i – радиус инерции нетреснутого сечения определяется:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} = \sqrt{\frac{2{,}1 \times 10^9}{400 \times 400}} = 114{,}6 \text{ мм;}$$

$$\lambda = \frac{2660}{114{,}6} = 23{,}21.$$

Рекомендуемое значение λ_{lim} определяется по формуле (5.13N) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}};$$

$$A = \frac{1}{1 + 0{,}2 \cdot \phi_{ef}}.$$

В случае отсутствия данных можно принимать A=0,7.

Эффективный коэффициент ползучести определяется по формуле (5.19) см. п.п. 5.8.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\varphi_{\text{ef}} = \frac{\varphi_{(\infty,\text{t0})} \cdot M_{0\text{Eqp}}}{M_{0\text{Ed}}},$$

где $\varphi_{(\infty,t0)}$- коэффициент ползучести;

$M_{0Eqp} = 71{,}2\ кН \cdot м$- характеристическое значение момента (SLS) (без учета анализа второго рода (в упругой стадии));

$M_{0Ed} = 79{,}6\ кН \cdot м$- расчетное значение момента (ULS) (без учета анализа второго рода (в упругой стадии)).

Ползучесть бетона:

Определим коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ (см. Приложение Б)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0),$$

где $\beta_c(t, t_0) = 1$ при $t = \infty$.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0),$$

где $\varphi_{RH} -$ коэффициент, характеризующий влияние влажности на коэффициент ползучести.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 16 + 8 = 24\ \text{МПа},$$

Для $f_{cm} = 24\ \text{МПа} < 35\ \text{МПа}$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}};$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \times 400 \times 400}{1600} = 200\ \text{мм},$$

где A_c – площадь бетонного сечения;

u-периметр сечения.

Относительная влажность бетона 80 % (RH=80 %)

$$\varphi_{\mathrm{RH}} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0{,}1 \times \sqrt[3]{h_0}} = 1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0{,}1 \times \sqrt[3]{200}} = 1{,}343\,,$$

где β (f_{cm}) – коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести.

$$\beta(f_{\mathrm{cm}}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{\mathrm{cm}}}} = \frac{16{,}8}{\sqrt{24}} = 3{,}43,$$

где β (t_0) – коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести.

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}2})} = \frac{1}{(0{,}1 + 30^{0{,}2})} = 0{,}48;$$

Значение коэффициента ползучести:

$$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 = 1{,}343 \times 3{,}43 \times 0{,}48 = 2{,}21;$$

Условия, при которых не требуется определять ползучесть:

$$\varphi(\infty, t_0) = 2{,}21 \geq 2,$$

$$\lambda = 23{,}21 < 75,$$

$$\frac{M_{0Ed}}{N_{Ed}} = \frac{79600000}{929000} = 85{,}7 < 400,$$

где h – высота сечения в плоскости действия момента.

Условие $\frac{M_{0\mathrm{Ed}}}{N_{\mathrm{Ed}}} \geq h$ не выполняется, необходимо учесть ползучесть

$$\varphi_{ef} = \frac{2{,}21 \times 71{,}2}{79{,}6} = 1{,}98;$$

$$A = \frac{1}{1 + 0{,}2 \times 1{,}98} = 0{,}72;$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}.$$

В случае отсутствия данных можно принимать $\mathrm{B} = 1{,}1$ (см. п.п. 5.8.3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011).

$C = 1{,}7 - r_m$ (см. п.п. 5.8.3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011).

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{54{,}9}{79{,}6} = 0{,}69\ ,$$

$$|M_{02}| > |M_{01}|.$$

Рисунок 6.8 – Эпюра колонны

В нашем случае принимаем $\mathrm{C} = 1{,}7 - 0{,}69 = 1{,}01$ (Рисунок 6.8.).

$$r_m = 0{,}69.$$

Относительное продольное усилие n (см. п.п. 5.8.3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{929000}{400 \times 400 \times 9{,}1} = 0{,}64;$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \times 0{,}72 \times 1{,}1 \times 1{,}01}{\sqrt{0{,}64}} = 20.$$

$$\lambda = 23{,}21 > \lambda_{\mathrm{lim}} = 20.$$

Гибкость недостаточна, следовательно, необходимо учет эффектов второго рода.

$$\lambda = 23{,}21 > \lambda_{\mathrm{lim}} = 20.$$

$I_{\mathrm{c}} = 2{,}1 \times 10^9$ мм^4 – момент инерции бетонного сечения
$\varphi_{\mathrm{ef}} = 1{,}98.$

Определяем номинальную жесткость (см. п.п. 5.8.7.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011), общий расчетный момент.

Номинальная жесткость при изгибе (5.21) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s,$$

где E_{cd} - расчетный модуль упругости бетона.

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{cE}},$$

где $\gamma_{cE} = 1{,}2$ - коэффициент указанный в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

$$E_{cd} = \frac{29}{1{,}2} = 24{,}17 \text{ ГПа},$$

где $I_c = 2{,}1 \times 10^9$ мм^4 – момент инерции бетонного сечения;

K_c – фактор, учитывающий трещинообразование, нелинейность материала и ползучесть бетона.

$$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1+\varphi_{ef}}, \; k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{16}{20}} = 0{,}894;$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0{,}64 \times \frac{23{,}21}{170} = 0{,}087;$$

$$K_c = \frac{0{,}894 \times 0{,}087}{1 + 1{,}98} = 26 \times 10^{-3}.$$

где $E_s = 195$ ГПа - модуль упругости стали;

$K_s = 1{,}0$ – фактор, учитывающий вклад армирования в жесткость;

$I_s = 4{,}7 \times 10^7$ мм^4 – момент инерции арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения.

$$EI = 26\times10^{-3}\times24{,}17\times10^3\times2{,}1\times10^9+1\times195\times10^3\times4{,}7\times10^7=1{,}05\times10^{13} \text{ Н·мм}^2.$$

Начальное смещение верха опоры (геометрическое несовершенство) (см. п.п. 5.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} = \frac{2}{\sqrt{4{,}5}} = 0{,}943.$$

В соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 $\alpha_h \leq 1$

$$\theta_0 = \frac{1}{200},$$

где θ_0- значение параметра принимается в соответствии с рекомендациями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

$$l \cdot \theta_i = 4500 \times \frac{1}{200} \times 0{,}943 = 21{,}22 \text{ мм.}$$

Изгибающий момент первого рода

$$M_{0Ed} = M + N_{ed} \cdot l \cdot \theta_i = 79{,}6 + 929 \times 0{,}02122 = 99{,}32 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Полный изгибающий момент, включающий эффекты второго рода

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \cdot \left[1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{Ed}} - 1}\right],$$

$$N_b = \frac{\pi^2 \cdot EI}{{l_0}^2} = \frac{3{,}14^2 \times 1{,}05 \times 10^{13}}{2660^2} = 1{,}46 \times 10^7 \text{ Н},$$

$$\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{3{,}14^2}{8} = 1{,}23,$$

где $c_0 = 8$ – коэффициент кривизны, если кривизна постоянна;
$c_0 = \pi^2$- для кривизны по синусу.

$$M_{Ed} = 99{,}32 \times \left[1 + \frac{1{,}23}{\frac{1{,}46 \times 10^4}{1600} - 1}\right] = 114{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определяем площадь сечения продольной арматуры в соответствии с требованиями НТП-02-02-2011.

Расчет колонн. $d = h - c_1$ = 400-25 = 375 мм .

$\frac{e_d}{h} = \left|\frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h}\right| = \left|\frac{114{,}36}{(-929) \times 0{,}40}\right|$ =0,308 < 3,5 → расчет производим с помощью

итерационной диаграммы $a - v$.

Находим значение a_{Eds} и v_{Ed} по формулам:

$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot h^2} = \frac{114{,}36 \times 10^6}{9{,}1 \times 400 \times 400^2} = 0{,}196.$$

и

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{-929000}{9{,}1 \times 400 \times 400} = -0{,}638.$$

Требуемую площадь продольной арматуры определяем согласно Рисунку Г.2 в зависимости $\frac{c_1}{h} = \frac{25}{400} = 0{,}06 \approx 0{,}05$ (см. Приложение Г) → $\omega_{tot} = 0{,}25$.

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{f_{yd}/f_{cd}} = 0{,}25 \times \frac{400 \times 400}{435/9{,}1} = 836{,}82 \text{ мм}^2,$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{836{,}82}{2} = 418{,}41 \text{ мм}^2.$$

Принимаем: 4∅20 $St500$ ($A_{s1} + A_{s2} = 509 + 509 = 1018$ мм^2).

7 ПРОДАВЛИВАНИЕ (МЕСТНЫЙ СРЕЗ)

7.1 Общие положения и определения

7.1.1 Продавливание (местный срез) железобетонных конструкций является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к сравнительно малым площадкам, называемых согласно настоящим нормативным пособием площадью приложения нагрузки.

Согласно требованиям нормативных документов предельное состояние конструкции при местном срезе характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее основание которой очерчено контуром грузовой площадки, определяющей площадь приложения нагрузки, а боковые поверхности, которой наклонены под углом к горизонтали. При этом прочность на продавливание в общем случае зависит от периметра контрольного сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона срезу:

$$V_{Ed} \leq V_{cd,sh} = f_{cd,sh} \cdot u_1 \cdot d \ , \qquad (7.1)$$

где V_{Ed} - продавливающая сила;

$\mathrm{V_{cd,sh}}$ – усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании;

$f_{\mathrm{cd,sh}}$ – расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании;

$\mathrm{u_1}$ – периметр условного контрольного сечения;

d – рабочая высота плиты.

Прочность на продавливание согласно расчетной модели, показанной, на Рисунке 7.1 определяется вдоль расчетного контрольного периметра. За пределами критического периметра расчет плиты на срез следует выполнить согласно общим положениям, представленным в главе 7.2 НТП -02-02-2011.

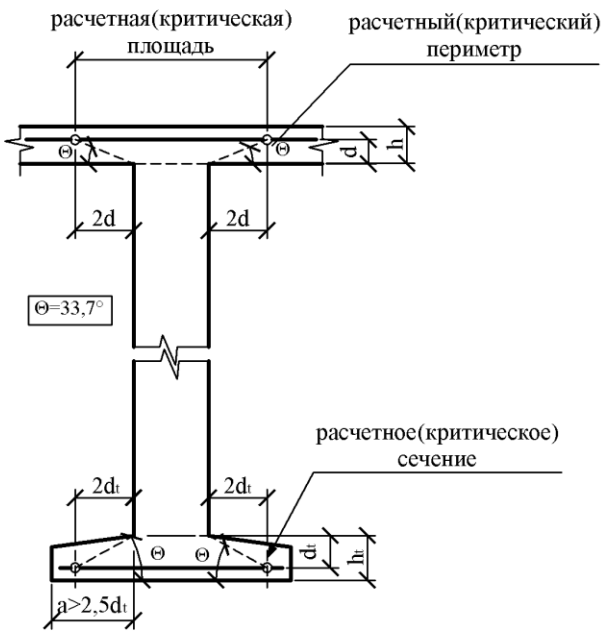


Рисунок 7.1 - Иллюстрация расчетной модели для определения несущей способности при продавливании (местном срезе)

Площадь приложения нагрузки

7.1.2 Методы расчета прочности на местный срез, включенные в настоящее нормативно-техническое пособие, применимы для следующих типов площадей приложенных нагрузки A_{load} (где d – рабочая высота сечения плиты):

– круговых, с диаметром не более 3,5 d;

– прямоугольных, с периметром не более 11 d и отношением длины к ширине не более 2;

– других форм при ограничении размеров по аналогии со стандартными формами, описанными выше.

Если представленные требования не выполняются для отдельных частей площади приложения нагрузки, показанных на Рисунок 7.2, действуют положения расчета на срез, рассмотренные в главе 7.2 НТП -02-02-2011.

Расчетный (контрольный) периметр

Контрольный периметр u_1 для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки, расположенных на удалений от свободных краев плиты, следует определять как периметр, отстоящий на расстоянии $2d$ от их внешних граней (Рисунок 7.3).

Для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости к свободным краям и углам плит, отверстиям, и если расстояние от контрольного или отверстия составляет менее $6d$, длину контрольного периметра следует определять согласно Рисунку 7.4.

Расчетная (контрольная) площадь A_{cont} – это площадь, заключенная внутри расчетного (контрольного) периметра.

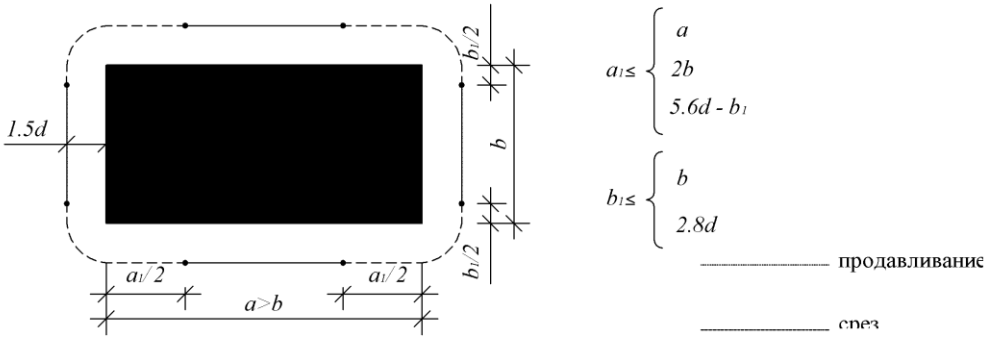


Рисунок 7.2 – Применение условий расчета на продавливание и срез в нестандартных ситуациях

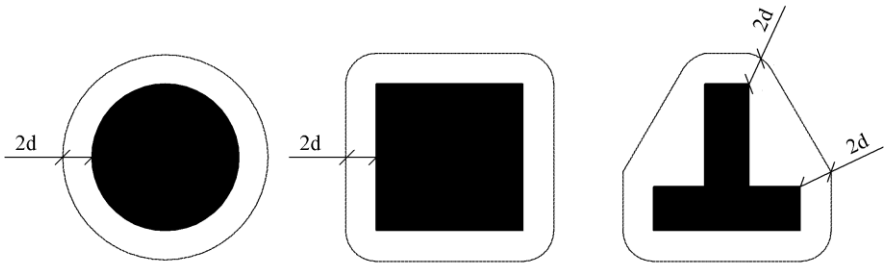


Рисунок 7.3 - Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстий

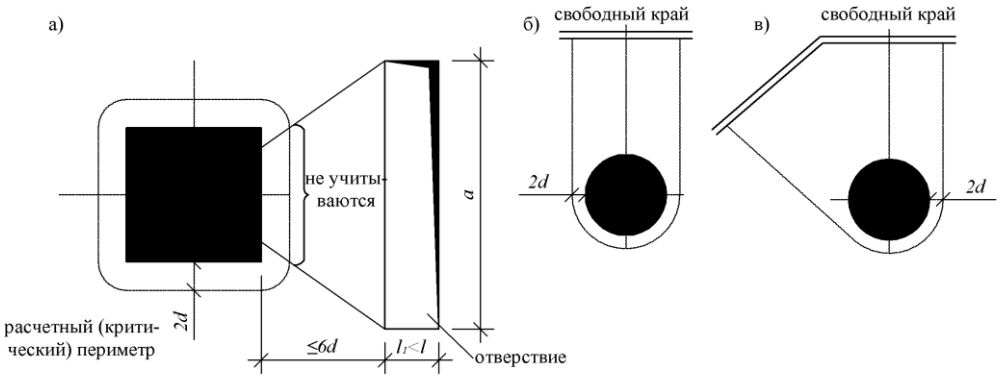


Рисунок 7.4 - Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости: а) - от отверстий; б) – от свободных краев; в) – от углов плит

Расчетное (контрольное) сечение

Критическим является сечение, продолжающее контрольный периметр в пределах рабочей высоты плиты (d). Для плит, имеющих постоянную высоту, контрольное сечение перпендикулярно к серединной плоскости плиты, а для плит с переменной толщиной – рассматривается как перпендикуляр к наиболее растянутой грани.

Проверку прочности на продавливание (местный срез) плит следует выполнить из условия, что толщина элементов является достаточной с точки зрения восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой. В противном случае (при недостаточной прочности бетона) необходимо устройство капителей и установка дополнительного армирования.

Если реакция опоры действует с эксцентриситетом по отношению к контрольному периметру, необходимо определить максимальное напряжение среза по формуле:

$$v_{\mathrm{Ed}} = \beta \cdot \frac{V_{\mathrm{Ed}}}{u_{\mathrm{i}} \cdot d}, \tag{7.2}$$

где d - средняя полезная высота плиты, принимаемая равной $(d_y + d_z)/2$;

d_y, d_z - полезная высота плиты в направлениях y и z соответственно в контрольном сечении;

u_i - длина рассматриваемого контрольного периметра;

β – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать $\beta = 1{,}0$). Значение коэффициента β следует принимать для колонн в случае внецентренного приложения продавливающего усилия согласно Рисунку 7.5.

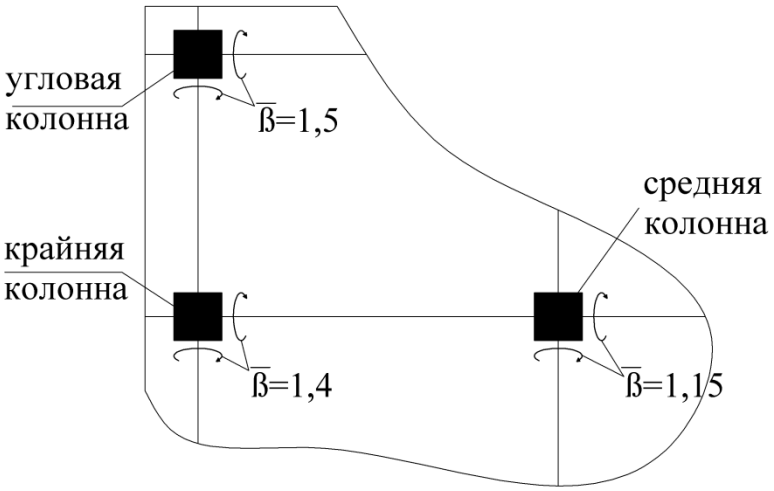


Рисунок 7.5 - Значения коэффициентов ß формуле (7.2)

7.1.3 Прочность плиты без поперечного армирования на продавливание (местный срез) следует проверить из условия:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}\ , \tag{7.3}$$

где

$$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min},$$

но менее $0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \left(d \text{ в мм}\right);$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0{,}02;$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} - коэффициенты продольного армирования в y-направлении и z-направлении соответственно;

$$d = 0{,}5(d_y + d_z),$$

d_y, d_z – рабочие высоты плиты в y- направлении и z– направлении соответственно, определяемые в контрольном сечении;

$$\sigma_{ср} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2},$$

здесь σ_{cy}, σ_{cz} - нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению осей y и z(знак «минус» принимают при сжатии).

Площадь продольной арматуры в каждом из направлений необходимо устанавливать в количестве не менее 0,02 от площади контрольного сечения соответствующего направления.

Если условие (7.3) не выполняется, необходимо устанавливать расчетное значение несущей способности на продавливание поперечного армирования.

Несущую способность на продавливание (местный срез) плиты с поперечным армированием следует определять из условий

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}, \tag{7.4}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,sy}, \tag{7.5}$$

где $V_{Rd,max} = 1{,}5\ V_{Rd,c}$;

Если требуется поперечная арматура, то ее следует рассчитывать по формуле

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin\alpha, \quad (7.6)$$

где A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры одного периметра вокруг колонны, мм^2;

s_r - радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры, мм;

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0{,}25\mathrm{d} \leq f_{ywd,} \text{ МПа},$$

где u_1 - в мм;

d - среднее значение полезной (рабочей) высоты в ортогональных направлениях, мм;

α - угол между поперечной арматурой и плоскостью плиты.

Рассчитанное из условия местного среза по формуле (7.6) поперечное армирование следует размещать в пределах контрольной площади. При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах контрольной площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле

$$\rho_{w,min} = \frac{\mathrm{A_{sw}} \cdot \sin\alpha}{\mathrm{A}_{cont} - \mathrm{A}_{load}} \quad (7.7)$$

где A_{cont}, A_{load} – соответственно площадь поверхности внутри контрольного периметра (контрольная площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.

Полученные значения $\rho_{(w,min)}$ должны быть не менее значений, назначенных по конструктивным соображениям.

7.1.4 Кроме проверки несущей способности армированных элементов на продавливание, необходимым является контроль минимальных изгибающих моментов, действующих на единице ширины плиты m_{Edx} $и$ m_{Edy} в направлении x $и$ y соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, то эти моменты следует определять из условия

$$m_{\mathrm{Edx}}(\mathrm{m_{Edy}}) \geq \eta \cdot v_{\mathrm{Ed}}, \quad (7.8)$$

где v_{Ed} – расчетная поперечная сила, приходящаяся на единицу длины;

η - коэффициент, определяющий значения моментов согласно Таблице 7.1 в соответствии с обозначениями, приведенными на Рисунке 7.6.

В обозначенных на Рисунке 7.6 в областях плиты необходимо проверить условия (7.8), принимая в расчетах площадь продольного армирования, определенную расчетом на изгиб, и установленную по ширине эффективных зон работы плиты в направлениях x $и$ y.

Таблица 7.1 - Значения коэффициента η в зависимости от положения колонн

Положение колонны	η для m_{Edx}			η для m_{Edy}		
	верх плиты	низ плиты	Расчетная ширина плиты	верх плиты	низ плиты	Расчетная ширина плиты
Внутренняя	0,125	0	$0{,}3l_y$	0,125	0	$0{,}3l_x$
Крайняя, грань плиты параллельна оси y	0,250	0	$0{,}15l_y$	0,125	0,125	на 1 м.п. плиты
Крайняя, тоже параллельна на оси x	0,125	+0,125	на 1 м.п. плиты	0,25	0	$0{,}15l_x$
Угловая	0,500	0,5	на 1 м.п. плиты	0,5	0,5	на 1 м.п. плиты

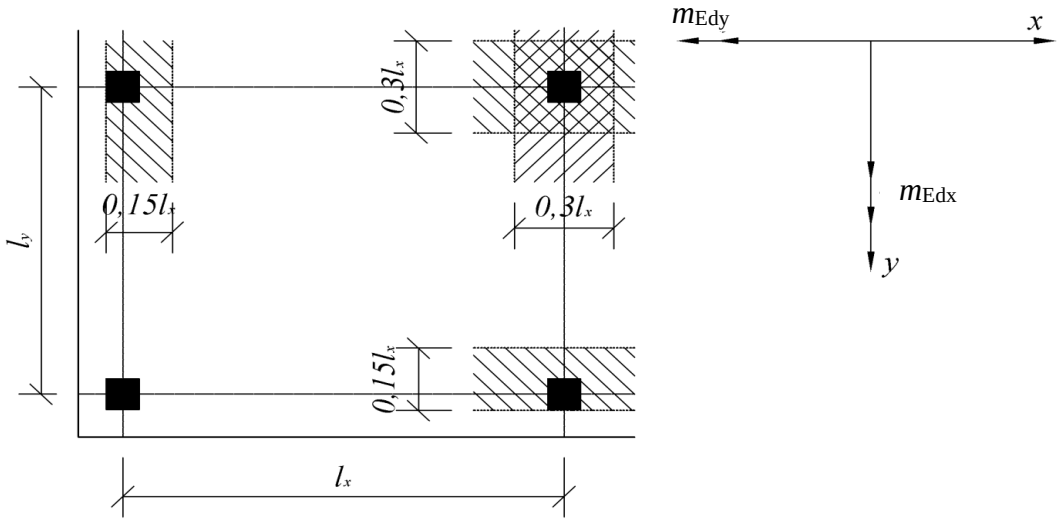


Рисунок 7.6 - Схема определения ширины плиты, включаемой в работу в зависимости от положения колонн

7.2 Расчет плиты на продавливание

Пример №4. Рассмотрим плиту №9. Монолитное железобетонное перекрытие опирается на железобетонную внутреннюю колонну сечением $bxh = 400x400$ мм. Полная расчетная нагрузка на колонну от перекрытия (с учетом собственной его массы) равна $V_{Ed} = 634{,}8$ кН. Толщина перекрытия 200 мм.

Перекрытие из нормального бетона класса С25/30 (f_{ck} =25МПа, γ_c=1,5, f_{cd}= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85×25/1,5 =14,2 МПа, α_{cc}=0,85).

Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса St500 (f_{yk} = 500 МПа, f_{yd} = 435 МПа, E_s=20×10^4 МПа) диаметром 16 мм ($A_s = 2{,}011$ см^2),

расположенными с шагом 150 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях (Рисунок 7.7).

Требуется: Проверить прочность перекрытия на продавливание.

Решение: Принимаем защитный слой арматуры 15 мм.

Определяем расстояния от верха плиты до центров тяжести арматуры каждого направления - $a_x = 22$ мм и $a_y = 36$ мм.

Определяем рабочие высоты плит в каждом направлении

$$d_y = 0{,}20 - 0{,}022 = 0{,}178 \text{ м}, \quad d_z = 0{,}20 - 0{,}036 = 0{,}164 \text{ мм}.$$

Определяем среднюю рабочую высоту сечения

$$\mathrm{d} = 0{,}5 \cdot (\mathrm{d_y} + \mathrm{d_z}) = 0{,}5 \times (0{,}178 + 0{,}164) = 0{,}171 \text{ м}.$$

Определяем коэффициент армирования в обоих направлениях

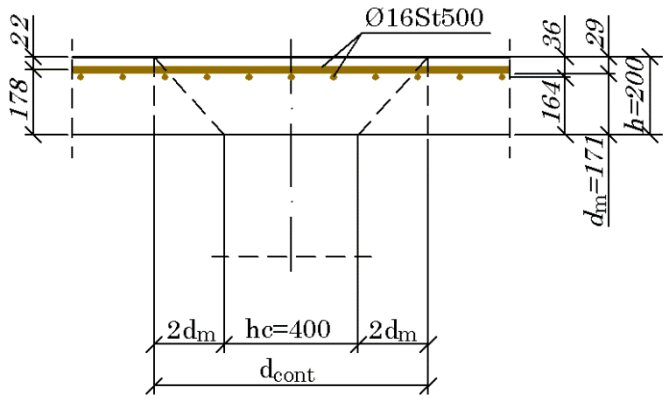


Рисунок 7.7 – Армирование плиты №9 (к примеру, №4)

$$\rho_{\mathrm{ty}} = \rho_{\mathrm{tz}} = \frac{2{,}011 \times 10^{-4}}{(0{,}15 \times 0{,}171)} = 0{,}0075,$$

что более 0,02 (минимальное значение коэффициента армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ty} \cdot \rho_{\mathrm{tz}}} = 0{,}0075$.

Определяем величину контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \times 0{,}4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \times 0{,}171 = 3{,}75 \text{ м}.$$

Определяем величину погонной напряжений среза, вызванной местной сосредоточенной нагрузки, принимая коэффициент $\beta = 1{,}15$ как для средней колонны

$$v_{\mathrm{Ed}} = \frac{\beta \cdot \mathrm{V_{Ed}}}{\mathrm{u_1} \cdot \mathrm{d}} = \frac{1{,}15 \times 634800}{3750 \times 171} = 1{,}138 \text{ Н/мм}^2.$$

Для бетона класса С25/30 характеристическое сопротивление бетона сжатию $f_{\mathrm{ck}} = 25$ МПа и расчетное сопротивление бетона растяжению (с учетом коэффициента безопасности по материалу $\gamma_{\mathrm{c}} = 1{,}5$) $f_{\mathrm{ctd}} = 1{,}8/1{,}5 = 1{,}2$ МПа.

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{171}} = 2{,}08 > 2.$$

Коэффициент высоты k для плиты с расчетной высотой сечения менее 200 мм составляет 2,0.

Определяем напряжение, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{\mathrm{Rd,c}} = 0{,}12 \cdot \mathrm{k} \cdot (100\rho_{\mathrm{l}} \cdot f_{\mathrm{ck}})^{1/3} = 0{,}12 \times 2{,}0 \times (100 \times 0{,}0075 \times 25)^{1/3} = 0{,}638\ \text{Н/мм}^2 < \\ < 1{,}138\ \text{Н/мм}^2.$$

Определяем минимальное погонное напряжение, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{\mathrm{Rd,c,min}} = \left(0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = \left(0{,}035 \times 2{,}0^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}495\ \text{Н/мм}^2.$$

Определяем сопротивление продавливанию по грани колонны по формуле (6.53) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$v_{\mathrm{Ed}} = \frac{\beta \cdot \mathrm{V_{Ed}}}{\mathrm{u_0} \cdot \mathrm{d}} = \frac{1{,}15 \times 634800}{1600 \times 171} = 2{,}668\ \text{Н/мм}^2.$$

Максимальное сопротивление продавливанию

$$v_{Ed,max} = 0{,}5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0{,}5 \times 0{,}6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0{,}5 \times 0{,}6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times 14{,}2 = \\ = 3{,}84\ \text{Н/мм}^2 > 2{,}668\ \text{Н/мм}^2 = v_{\mathrm{Ed}}.$$

Поскольку величина напряжений, вызванной местной сосредоточенной нагрузки, превышает напряжение, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание недостаточна и требуется устанавливать расчетное поперечное армирование либо переконструировать перекрытие.

Чтобы определить необходимый объем армирования на продавливание на данном этапе удобно рассчитать $u_{out,ef}$:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} = \frac{1{,}15 \times 634800}{0{,}638 \times 171} = 6691\ \text{мм}.$$

Расстояние до периметра составит $(6691 - 1600)/2\pi = 810$ мм.

Рассчитаем площадь арматуры в зоне разрушения между первым контрольным периметром и $u_{out,ef}$. Площадь армирования в любой точке между этими двумя периметрами можно определить при помощи линейной интерполяции. Общая площадь армирования, которая должна входить в первый контрольный периметр, определяется следующим образом

$$A_{sw,tot} = u_1 \cdot \mathrm{d} \cdot \left(v_{Ed} - 0{,}75 \cdot v_{\mathrm{Rd,c}}\right)/f_{ywd} = 3750 \times 171 \times (1{,}138 - 0{,}75 \times 0{,}638)/435 =. \\ = 972 \text{ мм}^2$$

Общая площадь для внешнего периметра определяется следующим образом:

$$A_{sw,tot} = u_{out,ef} \cdot \mathrm{d} \cdot \left(v_{Ed} - 0{,}75 \cdot v_{\mathrm{Rd,c}}\right)/f_{ywd,eff} = 6691 \times 171 \times (1{,}138 - 0{,}75 \times 0{,}638)/ \\ /435 = 1734 \text{ мм}^2.$$

Длина периметра, находящегося на расстоянии 0,75d = 0,75×171 ≈ 130 мм от грани колонны составляет 2120 мм. Максимальное допустимое расстояние между стержнями по этому периметру составляет 1,5d = 260 мм. Чтобы выполнить требования СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 нам требуются $2120/260 = 9$ стержней. На основании опыта рекомендуется использовать стержни диаметром 8 мм (минимальный доступный диаметр стержней) по всем периметрам.

Длина периметра, находящегося на расстоянии 0,75d + 0,75d = 260 мм от грани колонны составляет 2640 мм, требуются 2640/260 = 11 стержней.

Длина периметра, находящегося на расстоянии 3×0,75d = 390 мм от грани колонны составляет 3160 мм, требуются $3160/260 = 12$ стержней.

Длина периметра, находящегося на расстоянии 4×0,75d = 520 мм от грани колонны составляет 3680 мм, требуются $3680/260 = 14$ стержней (см. Рисунок 7.8).

В частности, максимальное радиальное расстояние между стержнями составляет 0,75d, благодаря этому требованию в большинстве случаев необходимо разместить (3-5) периметра армирования в зоне отказа.

В соответствии с НТП-02-02-2011 (7.4.2.2.3) кроме проверки несущей способности армированных элементов на продавливание, необходимым является контроль минимальных изгибающих моментов, действующих на единице ширины плиты m_{Edx} и m_{Edy} в направлении x и y соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, то эти моменты следует определять из условия

$$m_{\mathrm{Edx}}\left(\mathrm{m}_{\mathrm{Edy}}\right) \geq \eta \cdot v_{\mathrm{Ed}}.$$

Определяем минимальные изгибающие моменты и соответствующие им минимальные площади косвенной арматуры на единицу ширины плиты в направлении x и y соответственно.

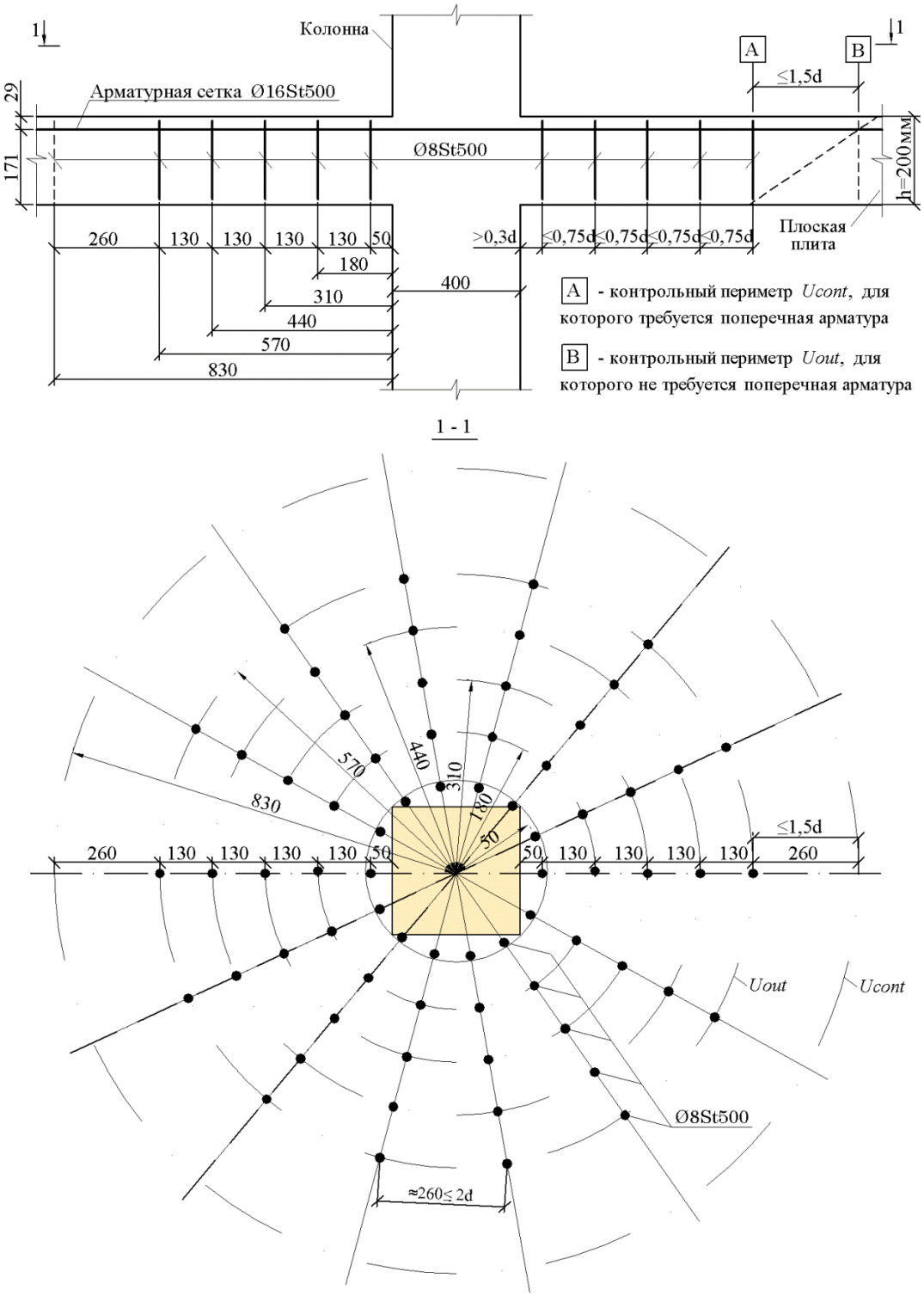


Рисунок 7.8- Армирование против продавливания (К примеру №4)

Пример №5. Исходные данные приняты как в Примере №4. Рассмотрим надколонную плиту №9. Полная расчетная нагрузка на колонну от перекрытия (с учетом собственной его массы) равна 634,8 кН (Рисунок 7.9). Толщина перекрытия 200 мм. Перекрытие из нормального бетона класса С25/30 (f_{ck} =25МПа, γ_c=1,5, f_{cd}= α_{cc} ·

f_{ck}/γ_c=0,85×25/1,5 =14,2 МПа, α_{cc}=0,85). Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса St500 (f_{yk}= 500 МПа, f_{yd} = 435 МПа, E_s= 20×10^4 МПа) диаметрами 16 мм, расположенными с шагом 150 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях ($A_{s1} = 4223$ мм^2).

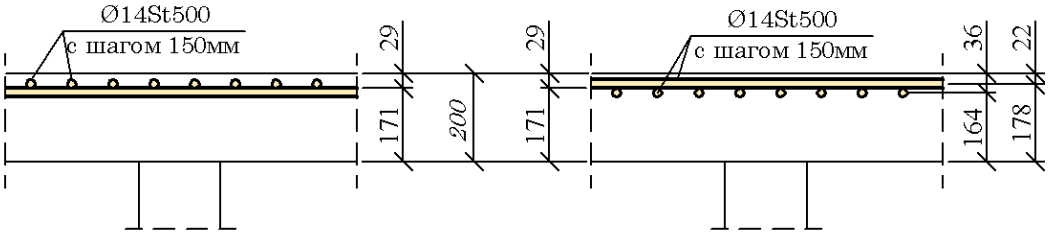


Рисунок 7.9 – Плита №9 (К примеру №5)

Решение: Вычисляем проценты армирования плит в двух направлениях x и y

В направлении – x ρ_{cont} = $\frac{14,08}{17,8}$ = 0,79% (14,08 см^2/м Ø16мм с шагом 150 мм).

В направлении - y ρ_{cont} = $\frac{14,08}{16,4}$ = 0,86% (14,08 см^2/м Ø16 мм с шагом 150 мм).

Определяем величину минимального изгибающего момента по направлению y (неблагоприятное направление)

m_{Edy} = $\eta \cdot V_{Ed}$ = - 0,125×634,8 = - 79,35 кН·м; η = 0,125 (см. Таблица 7.1).

Определяем значение коэффициента

$$a_{\text{Eds}} = \frac{m_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{79350000}{14,2 \times 1000 \times 164^2} = 0,207 \leq a_{\text{Eds},lim} = 0,372 \text{ (см. Рисунок Г. 1)}$$

По Таблице Г.1 для нормального бетона $\leq$ С50/60

$a_{\text{Eds}} = 0,208$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ МПа → $\omega = 0,2440$, ζ= $\frac{z}{d}$ = 0,853, z = 0,853×164=140 мм.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435}(0,2440 \times 1000 \times 164 \times 14,2) = 1306 \text{ мм}^2.$$

Проверяем минимальную площадь арматуры на ширине плиты $b_x = 0,3 \times l_x =$ $= 0,3 \times 6 = 1,8$ м (п.п.7.4.2.2.3 НТП -02-02-2011):

$$a_{s,min} = A_{s1} \cdot \text{b}_\text{x} = 1306 \times 1,80 = 2351 \text{ мм}^2.$$

Установленные, ранее на ширине плиты арматуры Ø16 $St500$ с шагом 150 мм в обоих направлениях с площадью $A_{s1} = 4223$ мм^2, являются достаточными.

Пример №6

Дано: Исходные данные приняты такие же, как в Примере №4 Монолитное железобетонное перекрытие опирается на железобетонную внутреннюю колонну сечением bxh = 400x400мм. Полная расчетная нагрузка на колонну от перекрытия (с учетом собственной его массы) равна 634,8 кН. Толщина перекрытия 200 мм.

Колонна и перекрытие из нормального бетона класса С25/30 (f_{ck} =25 МПа, γ_c=1,5, f_{cd}= $\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$=0,85×25/1,5 =14,2 МПа, α_{cc}=0,85).

Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса St500 (f_{yk} = 500 МПа, f_{yd} = 435 МПа, E_s=20×10^4 МПа) диаметром 16 мм (A_s = 2,011 см^2), расположенными с шагом 150 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях (Рисунок 7.10).

Требуется: Проверить прочность перекрытия на продавливание.

Решение: Принимаем защитный слой арматуры 15 мм.

Определяем расстояния от верха плиты до центров тяжести арматуры каждого направления - a_x = 22 мм и a_y = 36 мм.

Определяем рабочие высоты плит в каждом направлении

$$d_x = 0{,}20 - 0{,}022 = 0{,}178 \text{ м}, d_y = 0{,}20 - 0{,}036 = 0{,}164 \text{ м}.$$

Определяем среднюю рабочую высоту сечения

$$d = 0{,}5 \cdot (d_x + d_y) = 0{,}5 \times (0{,}178 + 0{,}164) = 0{,}171 \text{ м}.$$

Определяем коэффициент армирования в обоих направлениях

$$\rho_{ty} = \rho_{tz} = \frac{2{,}011 \times 10^{-4}}{(0{,}15 \times 0{,}171)} = 0{,}0075,$$

что более 0,02 (минимальное значение коэффициента армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ty} \cdot \rho_{tz}} = 0{,}0075$

Определяем величину контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \times 0{,}4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \times 0{,}171 = 3{,}75 \text{ м}.$$

Определяем величину максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1{,}15$ как для средней колонны

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1{,}15 \times 694{,}8 \times 10^3}{3750 \times 171} = 1{,}246 \text{ Н/мм}^2.$$

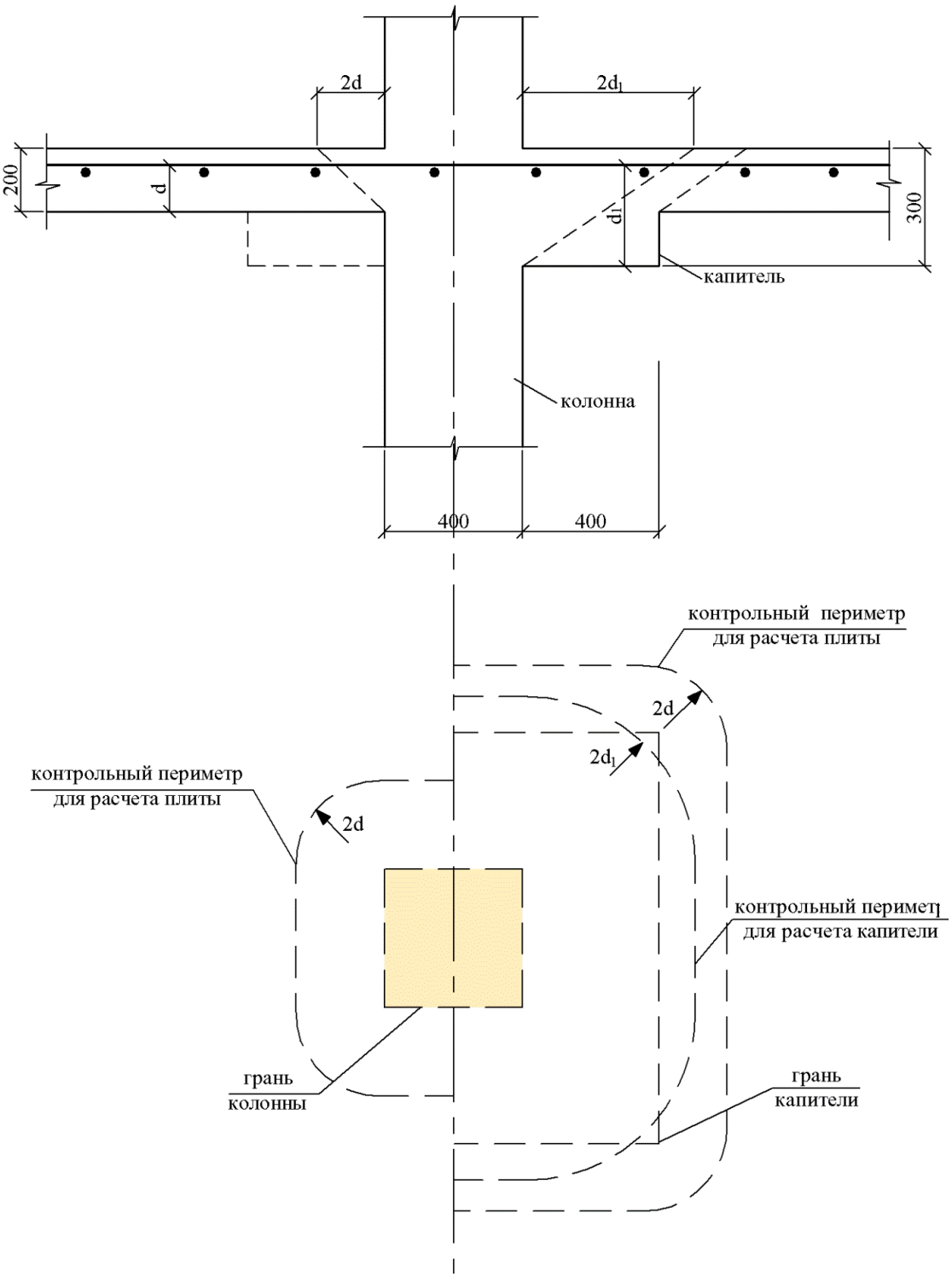


Рисунок 7.10 – Колонна (к Примеру №3)

Для бетона класса С25/30 характеристическое сопротивление бетона сжатию $f_{ck} = 25$ МПа и расчетное сопротивление бетона растяжению (с учетом коэффициента безопасности по материалу $\gamma_c = 1{,}5$) $f_{ctd} = 1{,}8/1{,}5 = 1{,}2$ МПа.

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{171}} = 2{,}08 > 2. \text{ Принимаем } k = 2.$$

Определяем расчетное значение сопротивления продавливанию, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{\mathrm{Rd,c}} = 0{,}12 \cdot \mathrm{k} \cdot (100\rho_{\mathrm{l}} \cdot \mathrm{f_{ck}})^{1/3} = 0{,}12 \times 2 \times (100 \times 0{,}0075 \times 25)^{1/3} = 0{,}637 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем минимальное напряжение среза, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{\mathrm{Rd,c,min}} = \left(0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = \left(0{,}035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}495 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку величина максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, превышает расчетное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание недостаточна, и требуется устанавливать расчетное поперечное армирование либо переконструировать перекрытие.

В связи с этим в зоне сопряжения колонны с перекрытием предусмотрим устройство капители размерами в плане 1200х1200 мм с общей толщиной 300 мм.

Выполним расчет при сохранении неизменными всех остальных исходных данных. Рабочие высоты плит в каждом направлении $d_{\mathrm{y}} = 0{,}30 - 0{,}022 = 0{,}278$ м, $d_z = 0{,}30 - 0{,}036 = 0{,}264$ мм.

Определяем среднюю рабочую высоту

$$d = 0{,}5 \cdot (d_y + d_z) = 0{,}5 \times (0{,}278 + 0{,}264) = 0{,}271 \text{ м}.$$

Определяем коэффициенты армирования в обоих направлениях

$$\rho_{\mathrm{ty}} = \rho_{\mathrm{tz}} = 2{,}011 \times 10^{-4}/(0{,}15 \times 0{,}271) = 0{,}0050,$$

что более 0,02 (минимальное значение коэффициенты армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_t = \sqrt{\rho_{\mathrm{ty}} \cdot \rho_{\mathrm{tz}}} = 0{,}0050$

Определяем величину контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \times 0{,}4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \times 0{,}271 = 5{,}0 \text{ м}.$$

Определяем величину максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент β = 1,15 как для средней колонны

$$v_{\mathrm{Ed}} = \frac{\beta \cdot \mathrm{V_{Ed}}}{\mathrm{u_1} \cdot d} = \frac{1{,}15 \times 634{,}8 \times 10^3}{5000 \times 271} = 0{,}538\,\mathrm{Н/мм^2}.$$

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{271}} = 1{,}859 < 2.$$

Определяем расчетное значение сопротивления продавливанию, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{\mathrm{Rd,c}} = 0{,}12 \cdot \mathrm{k} \cdot (100\rho_{\mathrm{l}} \cdot \mathrm{f_{ck}})^{1/3} = 0{,}12 \times 1{,}859 \times (100 \times 0{,}0050 \times 25)^{1/3} = 0{,}517\ \mathrm{Н/мм^2}.$$

Определяем минимальное погонное напряжение, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{\mathrm{Rd,c,min}} = \left(0{,}035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}\right) = \left(0{,}035 \times 1{,}859^{\frac{3}{2}} \times 25^{\frac{1}{2}}\right) = 0{,}444\,\mathrm{Н/мм^2}$$

Окончательно, расчетное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, составляет

$$v_{\mathrm{Rd,c}} = 0{,}517\ \mathrm{Н/мм^2} < 0{,}538\,\mathrm{Н/мм^2}.$$

Поскольку величина максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, меньше расчетного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по контрольному периметру, отсчитанному от периметра колонны, обеспечена.

Дополнительно требуется проверять прочность на продавливание основного сечения перекрытия толщиной 200 мм по контрольному периметру, отсчитанному от периметра грани капители.

Определяем величину этого контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \times 1{,}2 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \times 0{,}171 = 6{,}948\ \text{м}.$$

Определяем величину максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной загрузкой, принимая коэффициент β=1,15 как для средней колонны

$$v_{\mathrm{Ed}} = \frac{\beta \cdot \mathrm{V_{Ed}}}{\mathrm{u_1} \cdot d} = \frac{1{,}15 \times 634{,}8 \times 10^3}{6948 \times 171} = 0{,}611\ \mathrm{Н/мм^2}.$$

Поскольку величина максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, меньше величины ($0{,}637\ \mathrm{Н/мм^2}$) расчетного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по контрольному периметру, отсчитанному от периметра капители колонны, обеспечена.

7.3 Конструкция безбалочных перекрытий

Рассматриваемые в данном разделе безбалочное перекрытие могут быть одинаковой толщины, опирающейся на ряд промежуточных колонн, на крайние колонны или на несущие стены или могут включать капители (утолщения над колоннами).

Сетка колонн принимается обыкновенно квадратная или прямоугольная. Сверху колонны расширяются, образуя так называемые капители, которые служат опорами для безбалочной плиты.

Конструкция безбалочных перекрытий состоит из четырех основных элементов: 1) колонн, 2) капителей, 3) плиты и 4) обвязочных балок.

7.3.1 Колонны

Конструкция колонн безбалочных перекрытий принципиально ничем не отличается от конструкции колонн обычных балочных перекрытий. Колонны могут быть квадратными, прямоугольными, многогранными и круглыми.

К конструированию колонн безбалочных перекрытий предъявляются те же требования, что и к колоннам обычных балочных перекрытий.

7.3.2 Капители

Капители создают более жесткое сопряжение колонн с плитой и тем самым повышают жесткость всего перекрытия и уменьшают расчетные величины пролетов плиты, а следовательно, и величины изгибающих моментов.

Кроме того, они обеспечивают целесообразное распределение моментов по ширине плиты и достаточно большую площадь опирания плит на колонны [6].

Обычно капители бывают трех типов: I- с надкапительной плитой ; II - с изломом; III - без надкапительной плиты (прямая капитель).

Армирование капители в огромном большинстве случаев по расчету не требуется, так как сечение ее настолько велико, что растягивающие усилия у наружных граней капители не возникают, а сжимающие усилия всегда меньше допускаемых. Поэтому армирование капителей производится только по конструктивным соображениям для обеспечения лучшей связи ее с колонной и плитой.

7.3.3 Обвязочные балки

Перекрытия, опирающиеся по краю на колонны и не имеющие выступающих за колонны консолей, часто окаймляются обвязочными балками. Обвязочные балки, как правило, располагаются под плитой, но иногда могут быть расположены и над плитой. Полная высота обвязочной балки не должна быть меньше 2,5 h (h –толщина плиты).

Конструирование и расчет обвязочной балки производятся как обычной тавровой балки с односторонней полкой .

Расчет обвязочной балки на изгиб производится от нагрузки, непосредственно на ней лежащей, а также расположенной на прилегающей к ней надколонной полуполосе. Так как в обвязочной балке возникают крутящие моменты, то для их восприятия принято обвязочную балку армировать замкнутыми хомутами диаметром (6-8) мм не реже чем через 200 мм, причем хомуты эти не учитываются при расчете балки на поперечную силу.

В последнее время все большее распространение получают безбалочные перекрытия без обвязочных балок. Если по периметру безбалочного перекрытия отсутствует нагрузка от стены, то перекрытия без обвязочных балок имеют ряд существенных преимуществ перед безбалочными перекрытиями с обвязочными балками.

7.4 Безбалочные плоские (бескапительные) перекрытия

Расширенные оголовники колонн впервые были исключены из конструкции Джозефом Ди Стасио в 1940 г. Это уменьшило площадь перекрытия, воспринимающую реакцию колонн, и поэтому было необходимо ввести дополнительную поперечную арматуру для восприятия перерезывающих сил или увеличивать размеры колонн (толщину перекрытий) больше чем требовалось. Для того чтобы отличить плиты перекрытий с бескапительными колоннами от плит с капительными колоннами *(flat slab)*, им было дано специальное название *flate plate*, назовем в дальнейшем плоское перекрытие [3,5,6,7,12].

Безбалочные перекрытия с бескапительными колоннами представляют собой предельно простые конструкции, состоящие из железобетонных плит одинаковой толщины и колонн постоянного сечения. Это упрощает опалубочные работы, а также арматурные работы и бетонирование. В связи с тем, что при бескапительных конструкциях колонны имеют постоянное сечение, их легко сопрягать со стенами и перегородками между колоннами. Поэтому они удобны для административных зданий и жилых домов.

Безбалочные перекрытия имеют наименьшую конструктивную высоту, ровный и гладкий потолок, дают возможность свободно расположить внутреннее оборудование. Инженерные сети, не встречающие препятствий подвешиваются к плите. В случае необходимости устраивают подшивной потолок.

В бескапительных конструкциях задача ограничения прогибов более сложна, чем в капительных. Из-за общей небольшой толщины перекрытий и отсутствия капителей прогибы плит перекрытий относительно велики. Дополнительные деформации ползучести, по крайней мере, вдвое увеличивают величину упругих прогибов. Эта проблема не была полностью преодолена до конца 50-х годов XX века, когда в ряде зданий с бескапительными колоннами обнаружились треснувшие перегородки и раздавленные окна.

Впервые плоское перекрытие было применено в 60-х годах для высотной гостиницы во Владивостоке. Шаг колонн 6х6м, плиты 2,8х2,8 с учетом шва замоноличивания 0,2 м, соединение плит между собой с применением петлевого стыка. Наиболее сложный узел - примыкания к колонне - решен приваркой закладной коробчатой детали плиты к продольной рабочей арматуре колонны (Рисунок 7.11).

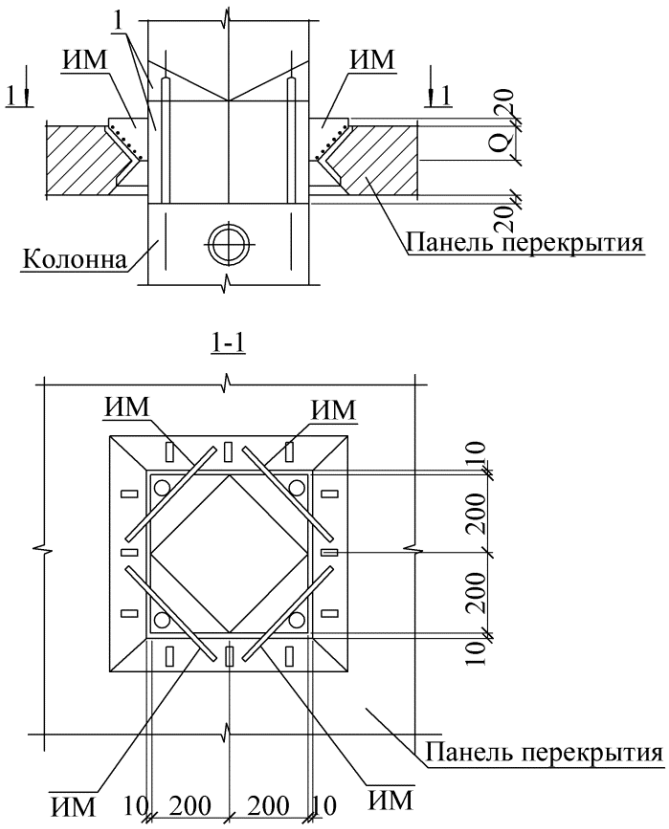


Рисунок 7.11 – Сопряжение колонны с перекрытием

К граням коробки приварены арматурные стержни для восприятия скалывающих напряжений, растягивающих усилий от опорных изгибающих моментов и местных растягивающих усилий, вызванных продавливанием. Такой железобетонный каркас получил название «каркас унифицированный безригельный». Были разработаны модифицированные варианты системы КУБ для различных нагрузок и условий изготовления. Однако широкого применения данные серии не получили.

В настоящее время широкое распространение получают более экономичные монолитные железобетонные конструкции, которые дают возможность получить более гибкие архитектурно-планировочные решения. Наиболее простым в изготовлении является плоское перекрытие. Повышенный расход бетона компенсируется простотой опалубкой. В результате стоимость и сроки строительства данных перекрытий ниже традиционных балочных. Как следствие, монолитные плоские перекрытия получают массовое распространение.

Проблемой конструирования плоских перекрытий является зона опирания плиты на колонны. В данном месте возникает максимальный изгибаемый момент и поперечная сила. Если с моментом все относительно понятно, то обеспечить восприятие продавливания бывает достаточно сложно при стандартных габаритах колонн и толщине перекрытий. Обеспечить восприятие продавливания можно за счет дополнительного армирования, увеличения толщины перекрытия или увеличения периметра колонны.

Увеличить колонну можно, не только увеличив ее сечение. Если вытянуть колону (сделать прямоугольной), то при увеличении периметра, ее сечение может остаться прежним. Такую колонну проще разместить в составе межквартирных перегородок.

Также возможно устройство металлической капители в теле плиты. Такое решение принято при устройстве металлической капители гостиницы «Виру» в Таллинне (шаг колонн 8×8 м, толщина перекрытия 27 см). Еще одно «тонкое» место - опирание наружных ненесущих кирпичных стен. Данный участок часто требует усиления. Устройство обвязочной балки решает проблему, но усложняет конструкцию опалубки. Можно уменьшить шаг колонн по наружному контуру. Как вариант предлагается введение сплошной металлической закладной из швеллера по наружному краю в дополнение к усиленному армированию. Разновидностью безбалочных перекрытий можно считать часторебристые перекрытия, где при больших пролетах и значительной толщине плиты облегчение конструкции достигается установкой на плоской опалубке полых вкладышей из картона, асбестоцемента, фанеры или других материалов.

7.5 Конструирование безбалочных перекрытий

7.5.1 Безбалочные перекрытия в зоне внутренних колонн

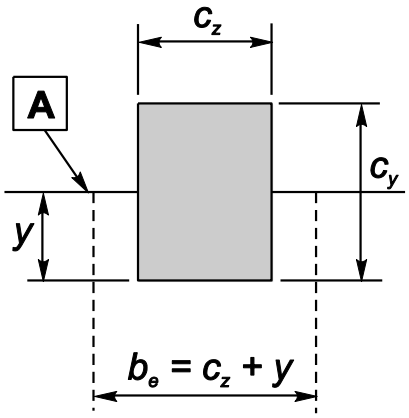
(1) [9.4.1(1)] Расположение арматуры в безбалочных перекрытиях должно отражать поведение плиты в условиях эксплуатации. В основном это будет приводить к концентрации арматуры над колоннами.

(2) [9.4.1(2)] Над внутренними колоннами, если более точные расчеты эксплуатационной пригодности не проводятся, необходимо устанавливать верхнюю арматуру с площадью сечения $0{,}5A_t$, размещенную на ширине, равной 0,125 ширины плиты, с каждой стороны колонны. A_t - площадь сечения арматуры, требуемая для восприятия полного отрицательного момента, который определяется как сумма моментов от прилегающих половин плиты с каждой стороны колонны.

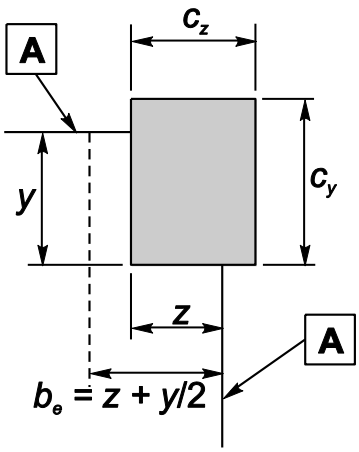
(3) [9.4.1(3)] Во внутренних колоннах в каждом ортогональном направлении должна быть установлена нижняя арматура (не менее двух стержней), которая должна проходить сквозь колонну.

7.5.2 Безбалочные перекрытия в зоне крайних и угловых колонн

(1) [9.4.2(1)]Арматура, перпендикулярная свободному краю плиты, требуемая для передачи изгибающих моментов от плиты на угловую или крайнюю колонну, должна быть расположена в пределах эффективной ширины b_e, показанной на Рисунке 7.12.



а) Крайняя колонна: A – край плиты; примечание может быть $y > c_y$.



б) Угловая колонна: A – край плиты; примечание может быть $z > c_z$ и $y > c_y$.

y - расстояние от края плиты до внутренней грани колонны.

Рисунок 7.12 - Эффективная ширина b_e безбалочного перекрытия

7.5.3 Поперечная арматура в зоне продавливания

(1) [9.4.3(1)] Если требуется установка поперечной арматуры в зоне продавливания (см. СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (6.4)), она должна быть расположена внутри между площадью нагружения/колонны и $k \cdot d$ контрольным периметром, в котором поперечная арматура больше не требуется. Она должна быть выполнена не менее чем из двух периметров поперечных хомутов (см. Рисунок 7.12). Расстояние между периметрами хомутов не должно превышать $0{,}75d$.

Расстояние между хомутами вдоль периметра не должно превышать 1,5 d внутри первого контрольного периметра (на расстоянии 2 d от площади нагружения) и не должно превышать 2 d вне первого контрольного периметра там, где эта часть периметра учитывается при определении сопротивления продавливанию (см. СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (Рисунок 6.22)).

Для отогнутых вниз стержней (как представлено на Рисунке 7.13 b) один периметр хомутов может рассматриваться как достаточный.

Примечание – Значение $k = 1{,}5$ в соответствии с национальным приложением к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

(2) Когда требуется поперечная арматура, площадь хомута (или эквивалента) $A_{s,min}$ определяется при помощи выражения

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5\sin\alpha + \cos\alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \qquad (7.9)$$

где α - угол между поперечной арматурой и главной арматурой (т. е. при вертикальных хомутах α = 90° и $sin\,\alpha = 1$);

s_r - расстояние между поперечными хомутами в радиальном направлении;

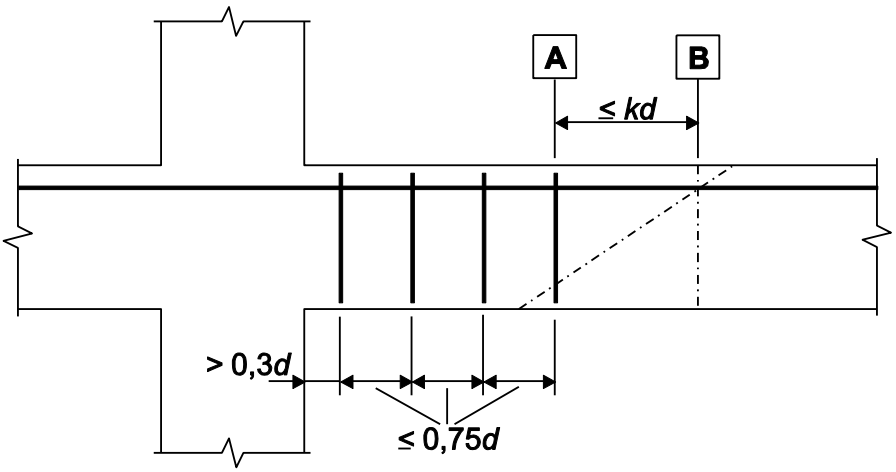
s_t - расстояние между поперечными хомутами в тангенциальном направлении;

f_{ck} - в МПа.

При расчете на продавливание могут быть учтены вертикальные составляющие только тех напрягающих элементов, которые находятся в пределах расстояния 0,5d от колонны.

(3) Отогнутые стержни, проходящие через площадь нагружения или на расстоянии от этой площади, не превышающем 0,25 d, могут быть использованы как поперечная арматура в зоне продавливания (см. Рисунок 7.13 b), верх).

(4) Расстояние между гранью опоры или границей площади нагружения и ближайшей поперечной арматурой, которая была учтена при расчете, не должно превышать $d/2$. Это расстояние должно быть измерено на уровне растянутой арматуры. Если установлен только один ряд отогнутых стержней, их наклон может быть уменьшен до 30°.

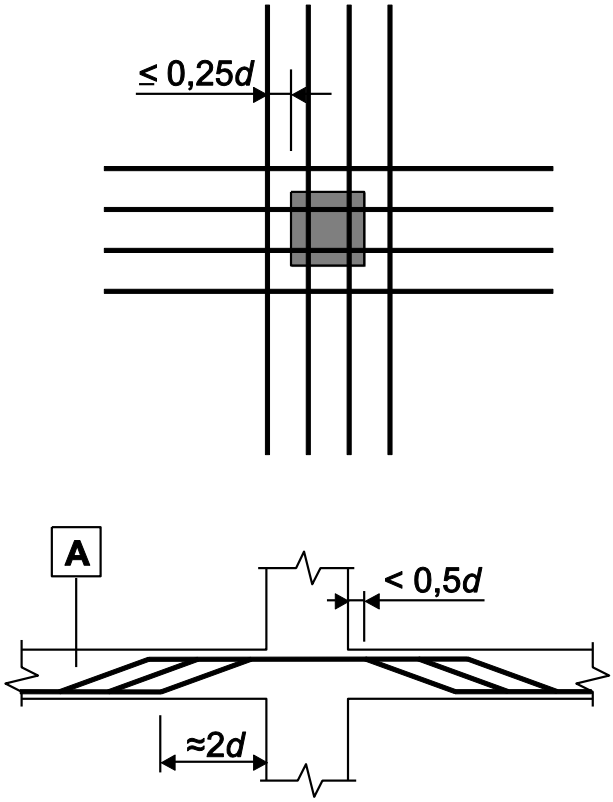


А – внешний контрольный периметр, для которого требуется поперечная арматура;

В – первый контрольный периметр, для которого не требуется поперечная арматура.

а) Расстояние между хомутами

Рисунок 7.13 - Арматура в зоне продавливания



b) Расстояние между отогнутыми стержнями

Рисунок 7.13 - Арматура в зоне продавливания *(продолжение)*

7.5.4 В плоских безбалочных монолитных перекрытиях существует проблема продавливания в зоне расположения колонн и торцевых (угловых) окончаний стен с большой интенсивностью поперечной нагрузки. Если усилие продавливания от нагрузки, находящейся за внешним контуром продавливания, воспринимается бетоном, то нет необходимости в установке дополнительной поперечной арматуры. В противном случае установка поперечной арматуры обязательна и указывается в чертежах. В случае установки поперечной арматуры минимальная высота плиты должна быть h_{min} =200 мм.

Установка поперечной арматуры выполняется в вязаном и сварном исполнении. При этом в любом исполнении должна быть обеспечена надежная анкеровка вертикальных стержней для включения их в работу с расчетным сопротивлением, определенном в строительных нормах.

а) Вязаное исполнение

Исполняется путем охвата рабочей арматуры припусками одиночных вертикальных стержней с загибом на 180°. Длина припуска с каждой стороны охвата долна быть не менее 10d вертикальной арматуры (Рисунок 7.14). Класс применяемой стали должен обеспечивать угол загиба.

б) Сварное исполнение

Исполняется путем приварки вертикальной арматуры к дополнительным горизонтальным стержням, обеспечивающим анкеровку поперечной арматуры. При исполнении в виде сварных каркасов при помощи контактной точечной сварки класс арматуры не имеет значения. Диаметр горизонтальных стержней должен быть не менее

диаметра вертикальной арматуры. Верхние арматурные стержни могут выполнять роль дополнительной расчетной арматуры. Если же каркасы изготавливаются на строительной площадке или отдельные горизонтальные стержни по условиям монтажа привариваются на месте, то класс арматуры должен обеспечивать надежность сварных соединений с применением электродуговой сварки (Рисунок 7.16).

При применении поперечной арматуры в виде отдельных стержней анкеровка осуществляется приваркой к торцам стержней пластин толщиной не менее 1/2 толщины стержня и размером сторон не менее 3d стержня (7.15).

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 признает применение и запатентованной арматуры, работающей на срез, и традиционной арматуры в виде хомутов. В первом, из указанных случаев, расчет и конструирование должны соответствовать Европейским техническим нормам и правилам (Рисунок 7.17).

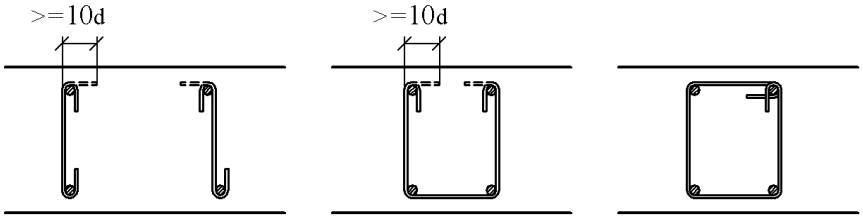
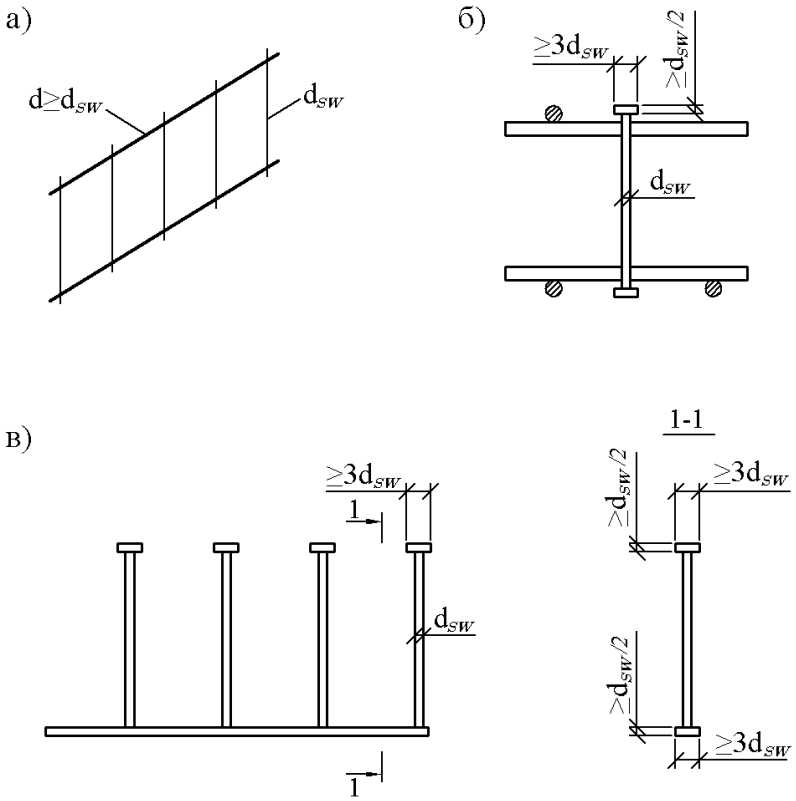
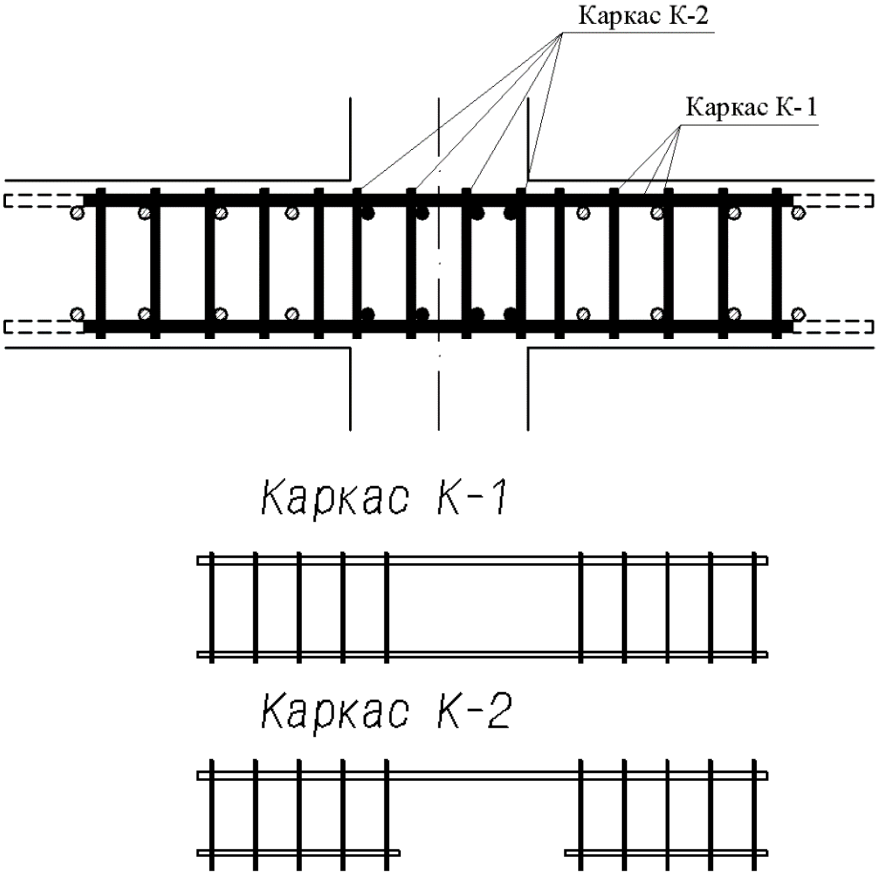


Рисунок 7.14 – Поперечная арматура



а – сварной каркас; б – отдельный стержень; в – группа стержней

Рисунок 7.15 – Анкеровка поперечной арматуры



Каркас К-1, каркас К-2 – сварные каркасы

Рисунок 7.16 – Монтаж арматуры на месте

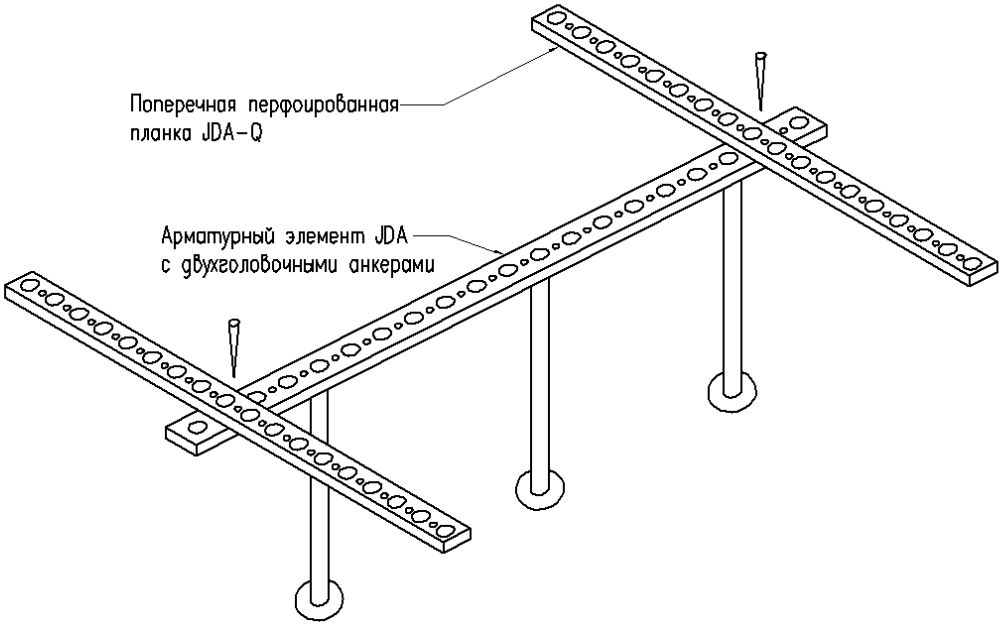


Рисунок 7.17 - Специальная импортная арматура от продавливания JDA фирмы JORDAHL

Приложение А
(*информационное*)

Соответствие обозначений классов арматуры

Таблица А.1 – Обозначения классов арматуры

Класс арматуры по настоящему пособию НТП	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ, регламентирующий качество арматуры, по НТП	Вид и профиль арматуры
St 400	A 400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		-	ГОСТ 10884 СТ РК СТБ 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
St500	A500	-	ГОСТ 10884 СТ РК СТБ 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
		-	ТУ 14- 1-5254-2006 ТУ 14-1-5526-2006 СТО АСЧМ 7-93	Стержневая серповидного профиля
	Вр-I	Вр-I	ГОСТ 6727 СТ РК СТБ 1704	Проволочная с вмятинами

В Таблице А.1 не указывается конкретный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упрочненной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматуры (например, под классом А400 подразумевается арматуры классов А400, Ат400, Ат400К, Ат400СК). При обозначении арматуры после указания диаметра и класса арматуры по настоящему пособию следует указывать обозначение арматуры по стандарту, регламентирующему качество арматуры, например, обозначение арматуры класса St400 диаметром 12 мм - Ø12 St400 (А400 ГОСТ 5781).

Приложение Б
(*информационное*)

Деформации ползучести и усадки

Б.1 Основные уравнения для определения коэффициента ползучести

(1) Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ может быть рассчитан по формуле:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0), \quad (Б.1)$$

где φ_0 - условный коэффициент ползучести, который может быть определен следующим образом:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (Б.2)$$

здесь φ_{RH} - коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на условный коэффициент ползучести:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для} \quad f_{cm} \leq 35\text{МПа}, \quad (Б.3a)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1\sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \quad \text{для} \quad f_{cm} > 35\text{МПа}, \quad (Б.3b)$$

где RH - относительная влажность воздуха окружающей среды, проценты;

$\beta(f_{cm})$ - коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (Б.4)$$

где f_{cm} - средняя прочность бетона при сжатии в МПа в возрасте 28 сут;

$\beta(t_0)$ - коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + t_0^{0{,}20}}; \quad (Б.5)$$

h_0 - условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (Б.6)$$

где A_c - общая площадь поперечного сечения бетона;

u - периметр элемента, контактирующий с атмосферой;

$\beta_c(t, t_0)$ - коэффициент, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, который рассчитан по следующей формуле:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0,3}, \qquad (Б.7)$$

где t - возраст бетона на данный момент в сутках;

t_0 - возраст бетона в момент приложения нагрузки в сутках;

$t - t_0$ - примерная продолжительность нагружения в сутках;

β_H - коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH в процентах) и условный размер элемента (h_0 в мм). Он может быть определен следующим образом:

$$\beta_H = 1{,}5[1 + (0{,}012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ для } \quad f_{cm} \leq 35\text{МПа}, \qquad (Б.8a)$$

$$\beta_H = 1{,}5[1 + (0{,}012RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ для } \quad f_{cm} > 35\text{МПа}, \qquad (Б.8b)$$

$\alpha_{1/2/3}$ - коэффициенты для учета влияния прочности бетона:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{-0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{-0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{-0,5}. \qquad (Б.8c)$$

(2) Влияние вида цемента (см. СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.2 (6))) на коэффициент ползучести бетона может быть учтено посредством модифицирования возраста при начале нагружения t_0 в формуле (Б.5), в соответствии со следующим выражением:

$$t_0 = t_{0,T}\left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}}\right)^{\alpha} \geq 0{,}5 \qquad (Б.9)$$

где $t_{0,T}$ - откорректированный с учетом температуры возраст бетона при начале нагружения, суток, откорректированный также согласно формуле (Б.10):

α - показатель степени, который зависит от вида цемента:

α = –1 для цемента класса S

α = 0 для цемента класса N

α = 1 для цемента класса R

(3) Влияние повышенных или пониженных температур в диапазоне (0-80) °С на степень зрелости бетона может быть учтено посредством корректировки возраста бетона в соответствии со следующей формулой:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i, \qquad (Б.10)$$

где t_T - откорректированный с учетом температуры возраст бетона, который заменяет t в соответствующих формулах;

$T(\Delta t_i)$ - температура, °С, в течение периода времени Δt_i;

Δt_i - количество суток, когда температура Т преобладает.

Средний коэффициент вариации определенного указанным выше методом коэффициента ползучести, определенный по компьютерной базе данных результатов лабораторных исследований, находится в пределах 20 %.

Значения $\varphi(t, t_0)$, данные выше, должны быть связаны с касательным модулем E_c.

Если менее точная оценка считается удовлетворительной, значения, приведенные в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (Рисунок 3.1), могут быть приняты для ползучести бетона в возрасте 70 лет.

Б.2 Основные уравнения для определения деформаций усадки при высыхании

(1) Основное деформации усадки от высыхания $\varepsilon_{cd,0}$ рассчитывается следующим образом:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85\left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot exp\left(-\alpha_{ds2}\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)\right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \qquad (Б.11)$$

$$\beta_{RH} = 1,55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \qquad (Б.12)$$

где f_{cm} - средняя прочность бетона при сжатии (МПа);

f_{cm0}= 10 МПа;

α_{ds1} - коэффициент, учитывающий вид цемента (см. СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (3.1.2 (6))):

α_{ds1}= 3 - для цемента класса S;

α_{ds1}= 4 - для цемента класса N;

α_{ds1}= 6 - для цемента класса R;

α_{ds2} - коэффициент, учитывающий вид цемента:

α_{ds2}= 0,13 - для цемента класса S;

α_{ds2}= 0,12 - для цемента класса N;

α_{ds2}= 0,11 - для цемента класса R;

RH - относительная влажность воздуха (%);

RH_0 = 100 %.

Примечание – exp{} имеет такое же значение, что и $e^{()}$.

Приложение В
(*информационное*)

Примеры расчета

Двухэтажное здание с полуподвалом. Для расчета принимается протяженное двухпролетное здание, выполненное в безригельном каркасе.

Толщина плит принимается 200 мм, колонны сечением 400х400 мм с шагом 6х6 м с жестким защемлением в фундаменте и рамным соединением с надколонными плитами. Высота этажа Н равна 4,5 м. Высота полуподвального этажа составляет 3,5 м. Наружные стены из навесных керамзитобетонных панелей толщиной 300 мм, γ=10 кН/м^3.

1.*Сбор нагрузок на покрытие* (Таблица В.1)

а) Постоянная нагрузка

Таблица В.1 – Нагрузки на покрытие

Нагрузка	g_k, кН/м^2	γ_G	g_d Н/м^2
Монолитная плита (γ=25 кН/м^3, $h_{\text{ср}}$ =0,20 м)	5,0	1,35	6,75
Пароизоляция (один слой рубероида)	0,07	1,35	0,095
Утеплитель - керамзит (γ=5 кН/м^3, $h_{\text{ср}}$ =0,20 м)	1,0	1,35	1,35
Армированная стяжка толщиной 3 см (γ=22 кН/м^3)	0,66	1,35	0,891
Рубероид (три слоя)	0,2	1,35	0,27
Итого	6,93	-	9,356

б) Снеговая нагрузка (для III снегового района) $F_k = 1{,}0\,\text{кН/м}^2$; $\gamma_F = 1{,}5$; $F_d = 1{,}0 \times 1{,}5 = 1{,}5\,\text{кН/м}^2$.

2. *Сбор нагрузок на междуэтажное перекрытие* (Таблица В.2)

а) Постоянная нагрузка

Таблица В.2 – Нагрузки на межутажное перекрытие

Нагрузка	g_k, кН/м^2	γ_G	g_d кН/м^2
Монолитная плита (γ=25кН/м^3, $h_{\text{ср}}$ =200 мм)	5,0	1,35	6,75
Конструкция пола	1,5	1,35	2,025
Перегородки	0,5	1,35	0,675
Итого	7,0	-	9,45

б) Переменная нагрузка: $q_k = 2{,}0\,\text{кН/м}^2$, $\gamma_Q = 1{,}5$; $q_d = 1{,}5 \times 2 = 3{,}0\,\text{кН/м}^2$.

Нагрузки на 1 пог. м ригеля рамы и сосредоточенные нагрузки приведены на Рисунке В.1.

1. Верхний ригель рамы

а) Постоянная нагрузка

$$g_k^1=6{,}93\times6=41{,}58 \text{ кН/м}; \; g_d^1=9{,}356\times6=56{,}2 \text{ кН/м}.$$

Вес наружной стены и парапета из керамзитобетонных панелей:

$$G_k^1=0{,}3\times2\times6\times10=36 \text{ кН};$$

$$G_d^1=36\times1{,}35 = 48{,}6 \text{ кН}.$$

б) Снеговая нагрузка

$$q_k^1 = 1{,}0\times6=6 \text{ кН/м};$$

$$q_d^1 = 1{,}5\times6=9{,}0 \text{ кН/м}.$$

2. *Средний ригель рамы*

а) Постоянная нагрузка

$$g_k^2=7{,}0\times6=42 \text{ кН/м};$$

$$g_d^2=9{,}45\times6 = 56{,}7 \text{ кН/м}.$$

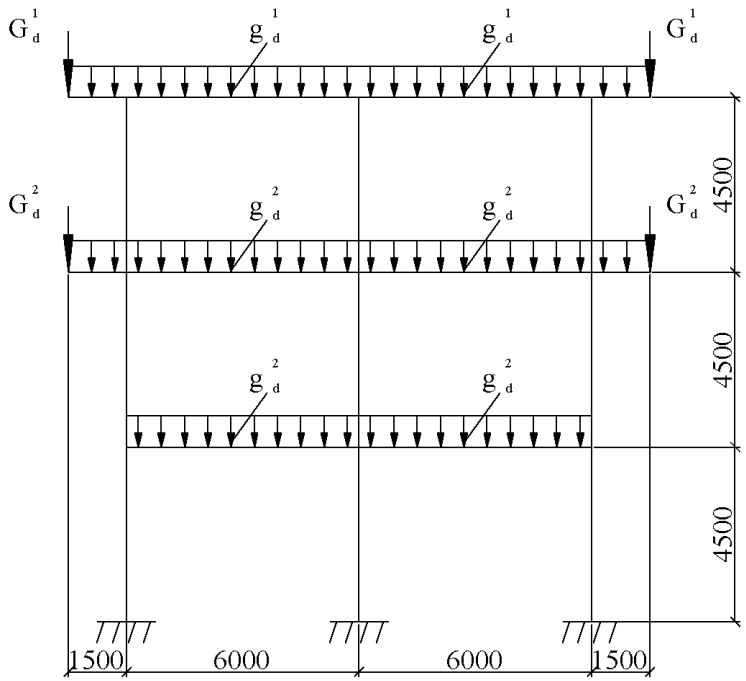


Рисунок В.1- Схема вертикальных нагрузок

Вес наружной стены, простенков и остекления:

$$G_k^2=0{,}3\times1{,}75\times6\times10+0{,}25\times2{,}5\times3\times10+1\times2{,}5\times3=57{,}7 \text{ кН};$$

$$G_d^2=31{,}5\times1{,}35+18{,}75\times1{,}35+7{,}5\times1{,}35=78 \text{ кН}.$$

б) Переменная нагрузка

$$q_k^2=2\times6=12 \text{ кН/м};$$

$$q_d^2=3\times6=18 \text{ кН/м}.$$

3. ***Нижний ригель рамы***

На нижний ригель рамы принимаем равномерно распределенную нагрузку, равную нагрузке на средний ригель, так как отсутствие подшивного потолка в подвале компенсируется большим количеством инженерных коммуникаций, проходящих под потолком подвала.

Дальнейший расчет ведем методом эквивалентных рам, расчетная схема которая дана на Рисунке В.2.

Определяем геометрические характеристики элементов рамы:

момент инерции ригеля $I_p=\frac{60\times2^3}{12}=40$ дм^4;

момент инерции колонны $I_k=\frac{4\times4^3}{12}=21{,}3$ дм^4;

погонные жесткости элементов рамы:

$$\lambda=\frac{I}{l};\quad \lambda_1=\lambda_2=\lambda_6=\lambda_7=\lambda_{11}=\lambda_{12}=\frac{40}{60}=0{,}67;$$

$$\lambda_3=\lambda_4=\lambda_5=\lambda_8=\lambda_9=\lambda_{10}=\lambda_{13}=\lambda_{14}=\lambda_{15}=\frac{21{,}3}{45}=0{,}473;$$

Определение коэффициента распределения в узлах рамы:

Узел А

$$k_1=\frac{\lambda_1}{\lambda_1+\lambda_3}=\frac{0{,}67}{0{,}67+0{,}473}=0{,}586;\qquad k_3=\frac{\lambda_3}{\lambda_1+\lambda_3}=\frac{0{,}473}{0{,}67+0{,}473}=0{,}414;$$

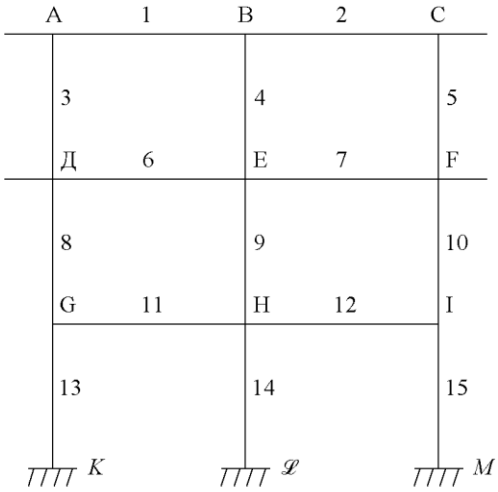


Рисунок В.2 - Расчетная схема рамы

Узел В

$$k_1 = \frac{\lambda_1}{\lambda_1+\lambda_2+\lambda_4} = \frac{0{,}67}{0{,}67+0{,}67+0{,}473} = 0{,}37; \quad k_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1+\lambda_2+\lambda_4} = 0{,}37; \quad k_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_1+\lambda_2+\lambda_4} = 0{,}26;$$

Узел С

$$k_2 = 0{,}586; \quad k_5 = 0{,}414 \text{ (из-за симметрии);}$$

Узел D

$$k_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_3+\lambda_6+\lambda_8} = \frac{0{,}473}{0{,}473+0{,}67+0{,}473} = 0{,}293; \quad k_6 = \frac{\lambda_6}{\lambda_3+\lambda_6+\lambda_8} = 0{,}415; \quad k_8 = 0{,}293;$$

Узел Е

$$k_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_4+\lambda_6+\lambda_7+\lambda_9} = \frac{0{,}473}{0{,}473+0{,}67+0{,}67+0{,}473} = 0{,}207;$$

$$k_6 = \frac{\lambda_6}{\lambda_4+\lambda_6+\lambda_7+\lambda_9} = 0{,}293; \quad k_7 = 0{,}293; \quad k_9 = 0{,}207;$$

Узел F

$$k_5 = 0{,}293; \quad k_7 = 0{,}415; \quad k_{10} = 0{,}293 \text{ (из-за симметрии);}$$

Узел G

$$k_8 = \frac{\lambda_8}{\lambda_8+\lambda_{11}+\lambda_{13}} = \frac{0{,}473}{0{,}473+0{,}67+0{,}473} = 0{,}295;$$

$$k_{11} = \frac{\lambda_{11}}{\lambda_8+\lambda_{11}+\lambda_{13}} = 0{,}415; \quad k_{13} = \frac{\lambda_{13}}{\lambda_8+\lambda_{11}+\lambda_{13}} = 0{,}295;$$

Узел Н

$$k_9 = \frac{\lambda_9}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = \frac{0{,}473}{0{,}473+0{,}67+0{,}67+0{,}473} = 0{,}207;$$

$$k_{11} = \frac{\lambda_{11}}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = 0{,}293; \quad k_{12} = \frac{\lambda_{12}}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = 0{,}293; \quad k_{14} = \frac{\lambda_{14}}{\lambda_9+\lambda_{11}+\lambda_{12}+\lambda_{14}} = 0{,}207;$$

Узел I

$$k_{10} = 0{,}295; \quad k_{12} = 0{,}415; \; k_{15} = 0{,}295 \text{ (из-за симметрии).}$$

Для всех узлов и стержней рамы коэффициент передачи равен 0,5.

Расчет рамы на вертикальную нагрузку. Учитывая большую вероятность равномерной загрузки торгового центра, расчет проводится на сплошное загружение временной нагрузкой. Опыт показывает, что погрешность в определении расчетных усилий будет небольшая. В случае необходимости более точного выявления усилий надо провести раздельный расчет рамы на варианты загружения временной нагрузкой и выбрать расчетную комбинацию изгибающих моментов. Для расчета опорных узлов рамы, представленной в этом примере, максимальные изгибающие моменты дает именно вариант сплошного загружения.

Расчет рамы выполняем методом последовательных приближений в табличном варианте. Определяем начальные моменты разгонки.

Консольные моменты:

$$M_A = M_C = \frac{(56{,}2+9)\times 1{,}5^2}{2} + 48{,}6 \times 1{,}5 = 146 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_D = M_F = \frac{(56{,}7+18)\times 1{,}5^2}{2} + 78 \times 1{,}5 = 201 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Узловые моменты в верхних ригелях:

$$M_{\text{оп}} = \frac{65{,}2\times 6^2}{12} = 195{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Узловые моменты в средних и нижних ригелях:

$$M_{\text{оп}} = \frac{74{,}7\times 6^2}{12} = 224{,}1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для разгонки начальные моменты увеличиваем в 10 раз. Определение опорных моментов приведено в Таблице В.3.

Вычисляем пролетные моменты в ригелях рамы.

Верхние ригели (Рисунок В.3):

$$R_A = \frac{65{,}2\times 6}{2} - \frac{216-164{,}4}{6} = 187 \text{ кН};$$

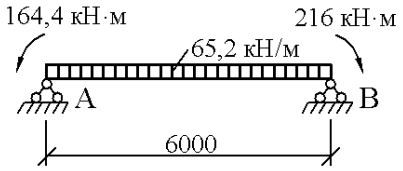


Рисунок В.3 - Схема загружения верхнего ригеля

$$R_B = \frac{65{,}2\times 6}{2} + \frac{216-164{,}4}{6} = 204{,}2 \text{ кН};$$

$$187\text{-}65{,}2x = 0; \qquad x = \frac{187}{65{,}2} = 2{,}87 \text{ м}$$

$$M_{max} = 187 \times 2{,}87 - \frac{65{,}2 \times 2{,}87^2}{2} = 268 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Средние ригели (Рисунок В.4):

$$R_{\text{D}} = \frac{74{,}7 \times 6}{2} - \frac{276{,}6 - 261{,}9}{6} = 221{,}7 \text{ кН};$$

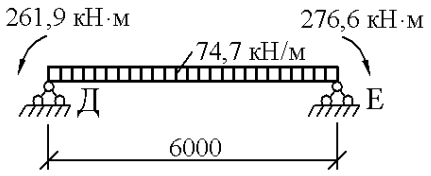


Рисунок В.4 - Схема загружения среднего ригеля

$$R_E = \frac{74{,}7 \times 6}{2} + \frac{276{,}6 - 261{,}9}{6} = 226{,}6 \text{ кН};$$

$$221{,}7 - 74{,}7x=0; \; x = \frac{221{,}7}{74{,}7} = 2{,}97 \text{ м};$$

$$M_{max} = 221{,}7 \times 2{,}97 - \frac{74{,}7 \times 2{,}97^2}{2} = 328 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нижние ригели (Рисунок В.5):

$$R_G = \frac{74{,}7 \times 6}{2} - \frac{366 - 124{,}9}{6} = 184 \text{ кН};$$

$$R_H = \frac{74{,}7 \times 6}{2} + \frac{366 - 124{,}9}{6} = 264 \text{ кН};$$

$$184 - 74{,}7x = 0; \ \text{x} = \frac{184}{74{,}7} = 2{,}46 \text{ м};$$

$$M_{max} = 184 \times 2{,}46 - \frac{74{,}7 \times 2{,}46^2}{2} = 226{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

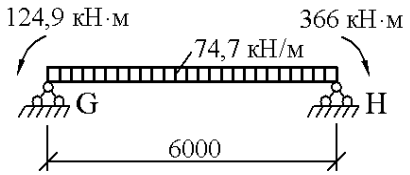


Рисунок В.5 - Схема загружения нижнего ригеля

В продольном направлении имеем многопролетную раму той же этажности. Моменты в этой раме меньшие по величине, а армирование плит и колонн должно быть симметричным по конструктивным соображениям и для удобства монтажа, поэтому расчетные моменты в обоих направлениях принимаются по расчету поперечной рамы. Полученные изгибающие моменты распределяем между надколонными и пролетными полосами ригеля рамы. Так как расчетная ширина полосы равна ширине сборного элемента перекрытия, то в результате распределения получаем расчетные моменты на полную ширину плиты (3 м).

В соответствии с рекомендациями данной работы (см.Таблица 6.1) проводим распределение изгибающих моментов. Моменты поперечного направления обозначаем M_x, продольного M_y (продолжение расчета см. 6.3).

Таблица В.3 – Армирование

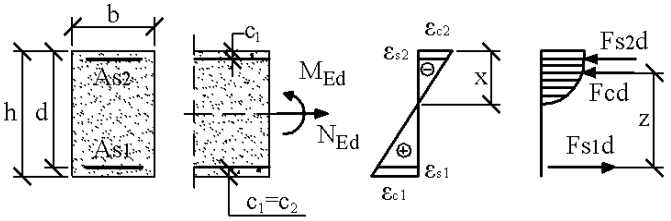
Узел	A			B			C			D				E
Стержень	Консоль	1	3	1	2	4	2	5	Кон-соль	Кон-соль	3	6	8	4
$k_Р$	-	0,586	0,414	0,37	0,37	0,26	0,586	0,414	-	-	0,293	0,415	0,293	0,207
$k_П$	$k_П$ =0.5													
$k_Р$*$k_П$	-	0,293	0,207	0,185	0,185	0,13	0,293	0,207	-	-	0,146	0,207	0,146	0,104
$M_{ОП}$	-1460	1644	-184	-2160	2160	0	-1644	184	1460	-2010	-200	2619	-409	0

Узел	E			F				G			H				I			K	L	M
Стержень	6	7	9	5	7	10	Кон-соль	8	11	13	9	11	12	14	10	12	15	13	14	15
$k_Р$	0,293	0,293	0,202	0,293	0,415	0,293	-	0,295	0,415	0,295	0,207	0,293	0,293	0,207	0,295	0,415	0,295	-	-	-
$k_П$	$k_П$ =0.5																			
$k_Р$*$k_П$	0,147	0,147	0,101	0,147	0,208	0,147	-	0,145	0,208	0,145	0,104	0,147	0,147	0,104	0,148	0,208	0,148	-	-	-
$M_{ОП}$	-2766	2766	0	200	-2619	409	2010	-553	1249	-696	0	-3660	3660	0	453	-1249	796	-549	0	549

Приложение Г
(информационное)

Несущие способности

C12/15-C50/60



Без сжатой арматуры $\left(a_{Eds} \leq a_{Eds,lim}\right)$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed}\right)$$

С сжатой арматурой $\left(a_{Eds} > a_{Ed,lim}\right)$

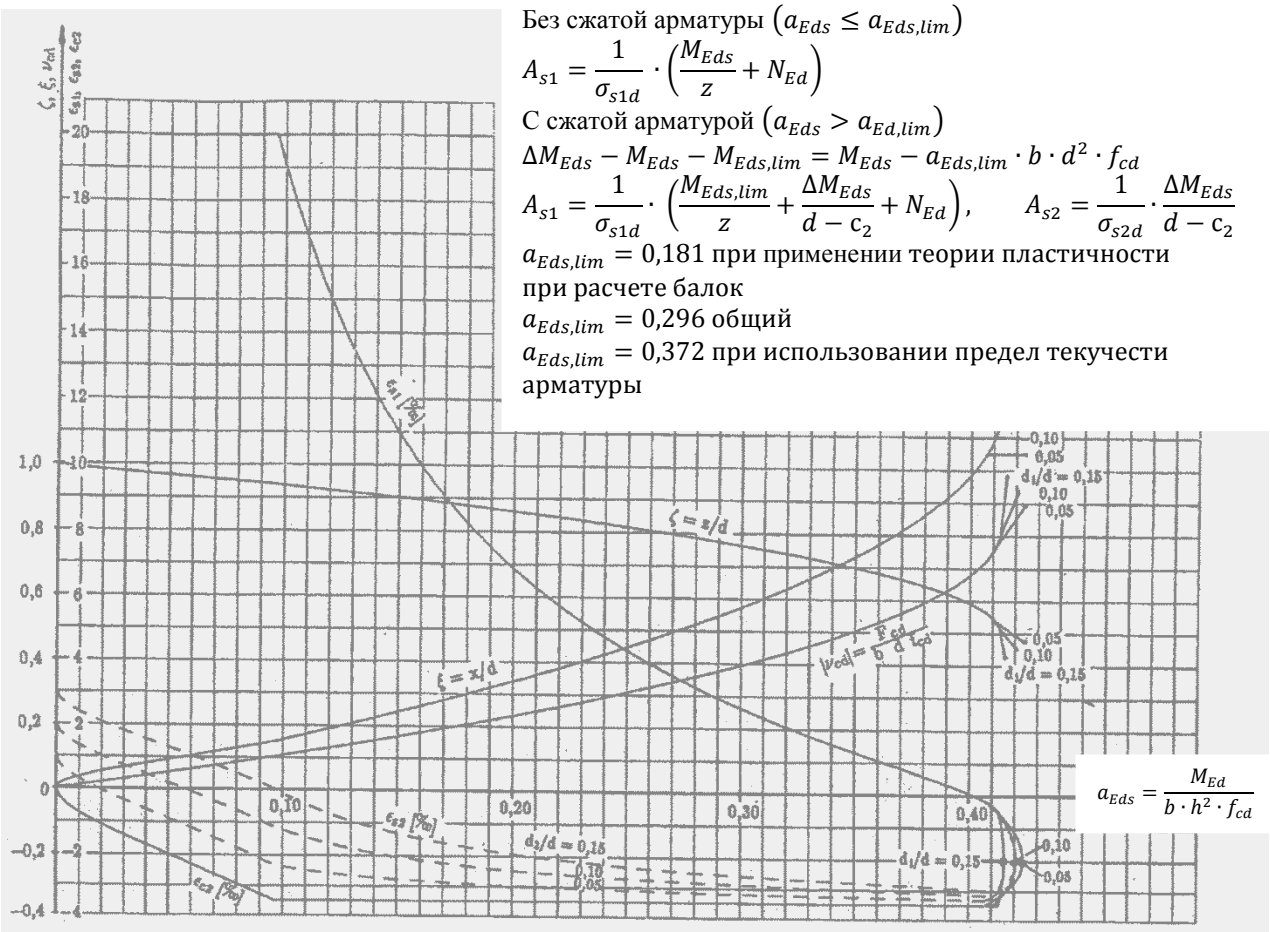
$$\Delta M_{Eds} - M_{Eds} - M_{Eds,lim} = M_{Eds} - a_{Eds,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left(\frac{M_{Eds,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{Eds}}{d - c_2} + N_{Ed}\right), \qquad A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2d}} \cdot \frac{\Delta M_{Eds}}{d - c_2}$$

$a_{Eds,lim} = 0{,}181$ при применении теории пластичности при расчете балок

$a_{Eds,lim} = 0{,}296$ общий

$a_{Eds,lim} = 0{,}372$ при использовании предел текучести арматуры

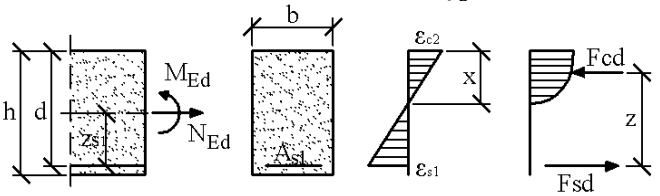


$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Рисунок Г.1 - Общая диаграмма несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения

Таблица Г.1- Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с безразмерными коэффициентами

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{Sd}}(\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

a_{Eds}	ω	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	ε_{c2}в‰	ε_{s1}в‰	σ_{Sd} [1)]вN/mm	σ_{Sd} [2)]вN/mm
0,01	0,0101	0,036	0,987	-0,75	20,00	434,8	456,5
0,02	0,0204	0,053	0,981	-1,12	20,00	434,8	456,5
0,03	0,0307	0,067	0,976	-1,43	20,00	434,8	456,5
0,04	0,0412	0,079	0,971	-1,72	20,00	434,8	456,5
0,05	0,0518	0,091	0,966	-2,01	20,00	434,8	456,5
0,06	0,0625	0,103	0,960	-2,31	20,00	434,8	456,5
0,07	0,0733	0,116	0,954	-2,62	20,00	434,8	456,5
0,08	0,0844	0,128	0,948	-2,94	20,00	434,8	456,5
0,09	0,0955	0,141	0,942	-3,28	20,00	434,8	456,5
0,10	0,1069	0,155	0,935	-3,50	19,03	434,8	454,9
0,11	0,1185	0,172	0,928	-3,50	16,83	434,8	452,4
0,12	0,1303	0,189	0,921	-3,50	14,99	434,8	450,4
0,13	0,1422	0,207	0,914	-3,50	13,43	434,8	448,6
0,14	0,1544	0,224	0,907	-3,50	12,10	434,8	447,1
0,15	0,1668	0,242	0,899	-3,50	10,94	434,8	445,9
0,16	0,1795	0,261	0,892	-3,50	9,92	434,8	444,7
0,17	0,1924	0,280	0,884	-3,50	9,02	434,8	443,7
0,18	0,2055	0,299	0,876	-3,50	8,22	434,8	442,7
0,19	0,2190	0,318	0,868	-3,50	7,50	434,8	442,0
0,20	0,2327	0,338	0,859	-3,50	6,85	434,8	441,3
0,21	0,2468	0,359	0,851	-3,50	6,26	434,8	440,6
0,22	0,2613	0,380	0,842	-3,50	5,72	434,8	440,1
0,23	0,2761	0,401	0,833	-3,50	5,22	434,8	439,5
0,24	0,2913	0,423	0,824	-3,50	4,77	434,8	439,0
0,25	0,3070	0,446	0,814	-3,50	4,35	434,8	438,5
0,26	0,3231	0,470	0,805	-3,50	3,95	434,8	438,1
0,27	0,3398	0,494	0,795	-3,50	3,59	434,8	437,7
0,28	0,3571	0,519	0,784	-3,50	3,24	434,8	437,3
0,29	0,3750	0,545	0,773	-3,50	2,92	434,8	437,0
0,30	0,3937	0,572	0,762	-3,50	2,62	434,8	436,7
0,31	0,4132	0,601	0,750	-3,50	2,33	434,8	436,4
0,32	0,4337	0,630	0,738	-3,50	2,05	434,8	436,1
0,33	0,4553	0,662	0,725	-3,50	1,79	434,8	435,8
0,34	0,4783	0,695	0,711	-3,50	1,54	434,8	435,5
0,35	0,5029	0,731	0,696	-3,50	1,29	434,8	435,8
0,36	0,5295	0,769	0,680	-3,50	1,05	434,8	435,5
0,37	0,5587	0,812	0,662	-3,50	0,81	434,8	435,8
0,38	0,5915	0,860	0,642	-3,50	0,57	434,8	435,5
0,39	0,6297	0,915	0,619	-3,50	0,32	434,8	435,8
0,40	0,6774	0,984	0,591	-3,50	0,06	434,8	435,5

Таблица Г.2а- Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

Для обеспечения достаточной несущей способности элемента относительная высота сжатой зоны $\xi = \frac{x}{d}$ не должна превышать следующих граничных значений ξ_{lim}:

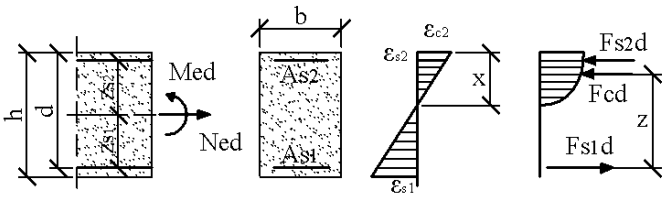
$-\xi_{lim} = 0{,}25$ при применении теории пластичности при расчете балок;

$-\xi_{lim} = 0{,}45$ для бетонов классов с С12/15 до С35/45;

$-\xi_{lim} = 0{,}35$ для бетонов классов С40/50 и выше;

$-\xi_{lim} = 0{,}617$ при использовании предела текучести арматуры.

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$$

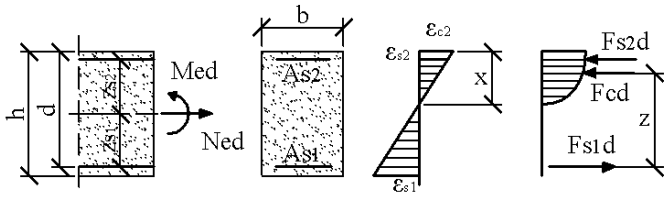
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}}(\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0{,}250$	0,19	0,212	0,009	0,212	0,010	0,213	0,016	0,213	0,034
	0,20	0,222	0,020	0,223	0,021	0,224	0,034	0,226	0,072
	0,21	0,233	0,030	0,234	0,033	0,236	0,052	0,238	0,111
	0,22	0,243	0,041	0,245	0,044	0,248	0,071	0,251	0,150
	0,23	0,254	0,051	0,256	0,056	0,260	0,089	0,263	0,189
	0,24	0,264	0,062	0,268	0,067	0,271	0,107	0,276	0,228
	0,25	0,275	0,072	0,279	0,079	0,283	0,125	0,288	0,267
	0,26	0,285	0,083	0,290	0,090	0,295	0,144	0,301	0,305
	0,27	0,296	0,093	0,301	0,102	0,307	0,162	0,313	0,344
	0,28	0,306	0,104	0,312	0,113	0,318	0,180	0,326	0,383
	0,29	0,317	0,114	0,323	0,125	0,330	0,199	0,338	0,422
	0,30	0,327	0,125	0,334	0,136	0,342	0,217	0,351	0,461
	0,31	0,338	0,135	0,345	0,148	0,354	0,235	0,363	0,499
	0,32	0,348	0,146	0,356	0,159	0,366	0,253	0,376	0,538
	0,33	0,359	0,156	0,368	0,171	0,377	0,272	0,388	0,577
	0,34	0,369	0,167	0,379	0,182	0,389	0,290	0,401	0,616
	0,35	0,380	0,178	0,390	0,194	0,401	0,308	0,413	0,655
	0,36	0,390	0,188	0,401	0,206	0,413	0,326	0,426	0,694
	0,37	0,401	0,199	0,412	0,217	0,424	0,345	0,438	0,732
	0,38	0,412	0,209	0,423	0,229	0,436	0,363	0,451	0,771
	0,39	0,422	0,220	0,434	0,240	0,448	0,381	0,463	0,810
	0,40	0,433	0,230	0,445	0,252	0,460	0,399	0,476	0,849
	0,41	0,443	0,241	0,456	0,263	0,471	0,418	0,488	0,888
	0,42	0,454	0,251	0,468	0,275	0,483	0,436	0,501	0,926
	0,43	0,464	0,262	0,479	0,286	0,495	0,454	0,513	0,965
	0,44	0,475	0,272	0,490	0,298	0,507	0,473	0,526	1,004
	0,45	0,485	0,283	0,501	0,309	0,518	0,491	0,538	1,043
	0,46	0,496	0,293	0,512	0,321	0,530	0,509	0,551	1,082
	0,47	0,506	0,304	0,523	0,332	0,542	0,527	0,563	1,121
	0,48	0,517	0,314	0,534	0,344	0,554	0,546	0,576	1,159
	0,49	0,527	0,325	0,545	0,355	0,566	0,564	0,588	1,198
	0,50	0,538	0,335	0,556	0,367	0,577	0,582	0,601	1,237

Таблица Г.2б - Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

C12/15-C 35/45, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$$

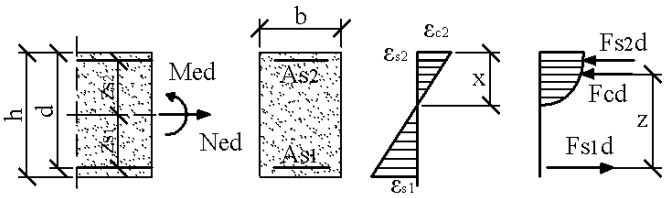
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}}(\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0{,}450$	0,26	0,318	0,009	0,319	0,009	0,319	0,010	0,320	0,012
	0,27	0,329	0,019	0,330	0,020	0,331	0,022	0,333	0,026
	0,28	0,339	0,030	0,341	0,031	0,343	0,033	0,345	0,040
	0,29	0,350	0,040	0,352	0,043	0,355	0,045	0,358	0,054
	0,30	0,361	0,051	0,363	0,054	0,366	0,057	0,370	0,068
	0,31	0,371	0,061	0,374	0,065	0,378	0,069	0,383	0,082
	0,32	0,382	0,072	0,386	0,076	0,390	0,080	0,395	0,096
	0,33	0,392	0,082	0,397	0,087	0,402	0,092	0,408	0,110
	0,34	0,403	0,093	0,408	0,098	0,414	0,104	0,420	0,123
	0,35	0,413	0,103	0,419	0,109	0,425	0,116	0,433	0,137
	0,36	0,424	0,114	0,430	0,120	0,437	0,127	0,445	0,151
	0,37	0,434	0,125	0,441	0,131	0,449	0,139	0,458	0,165
	0,38	0,445	0,135	0,452	0,143	0,461	0,151	0,470	0,179
	0,39	0,455	0,146	0,463	0,154	0,472	0,163	0,483	0,193
	0,40	0,466	0,156	0,474	0,165	0,484	0,174	0,495	0,207
	0,41	0,476	0,167	0,486	0,176	0,496	0,186	0,508	0,221
	0,42	0,487	0,177	0,497	0,187	0,508	0,198	0,520	0,235
	0,43	0,497	0,188	0,508	0,198	0,519	0,210	0,533	0,249
	0,44	0,508	0,198	0,519	0,209	0,531	0,222	0,545	0,263
	0,45	0,518	0,209	0,530	0,220	0,543	0,233	0,558	0,277
	0,46	0,529	0,219	0,541	0,231	0,555	0,245	0,570	0,291
	0,47	0,539	0,230	0,552	0,243	0,566	0,257	0,583	0,305
	0,48	0,550	0,240	0,563	0,254	0,578	0,269	0,595	0,319
	0,49	0,561	0,251	0,574	0,265	0,590	0,280	0,608	0,333
	0,50	0,571	0,261	0,586	0,276	0,602	0,292	0,620	0,347

Таблица Г.2в - Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

С 40/50 и выше,St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$$

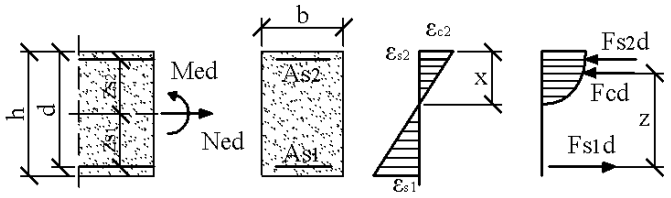
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}}(\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0{,}350$	0,21	0,245	0,004	0,246	0,005	0,246	0,005	0,246	0,008
	0,22	0,256	0,015	0,257	0,016	0,258	0,018	0,259	0,026
	0,23	0,266	0,026	0,268	0,027	0,269	0,031	0,271	0,044
	0,24	0,277	0,036	0,279	0,038	0,281	0,044	0,284	0,062
	0,25	0,287	0,047	0,290	0,049	0,293	0,057	0,296	0,080
	0,26	0,298	0,057	0,301	0,060	0,305	0,069	0,309	0,098
	0,27	0,308	0,068	0,312	0,071	0,316	0,082	0,321	0,116
	0,28	0,319	0,078	0,323	0,082	0,328	0,095	0,334	0,135
	0,29	0,329	0,089	0,334	0,094	0,340	0,108	0,346	0,153
	0,30	0,340	0,099	0,346	0,105	0,352	0,121	0,359	0,171
	0,31	0,351	0,110	0,357	0,116	0,363	0,133	0,371	0,189
	0,32	0,361	0,120	0,368	0,127	0,375	0,146	0,384	0,207
	0,33	0,372	0,131	0,379	0,138	0,387	0,159	0,396	0,225
	0,34	0,382	0,141	0,390	0,149	0,399	0,172	0,409	0,243
	0,35	0,393	0,152	0,401	0,160	0,411	0,185	0,421	0,261
	0,36	0,403	0,162	0,412	0,171	0,422	0,197	0,434	0,280
	0,37	0,414	0,173	0,423	0,182	0,434	0,210	0,446	0,298
	0,38	0,424	0,183	0,434	0,194	0,446	0,223	0,459	0,316
	0,39	0,435	0,194	0,446	0,205	0,458	0,236	0,471	0,334
	0,40	0,445	0,204	0,457	0,216	0,469	0,248	0,484	0,352
	0,41	0,456	0,215	0,468	0,227	0,481	0,261	0,496	0,370
	0,42	0,466	0,226	0,479	0,238	0,493	0,274	0,509	0,388
	0,43	0,477	0,236	0,490	0,249	0,505	0,287	0,521	0,406
	0,44	0,487	0,247	0,501	0,260	0,516	0,300	0,534	0,425
	0,45	0,498	0,257	0,512	0,271	0,528	0,312	0,546	0,443
	0,46	0,508	0,268	0,523	0,282	0,540	0,325	0,559	0,461
	0,47	0,519	0,278	0,534	0,294	0,552	0,338	0,571	0,479
	0,48	0,529	0,289	0,546	0,305	0,563	0,351	0,584	0,497
	0,49	0,540	0,299	0,557	0,316	0,575	0,364	0,596	0,515
	0,50	0,551	0,310	0,568	0,327	0,587	0,376	0,609	0,533

Таблицы Г.2г - Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c$$

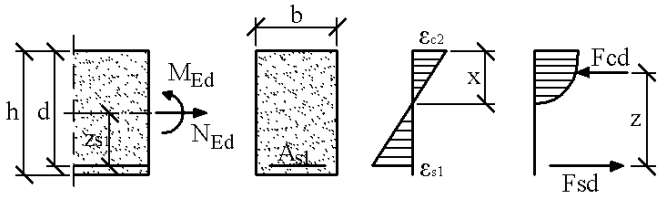
$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}}(\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

		$c_2/d = 0{,}05$		$c_2/d = 0{,}10$		$c_2/d = 0{,}15$		$c_2/d = 0{,}20$	
	a_{Eds}	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0{,}617$	0,32	0,429	0,005	0,429	0,005	0,430	0,005	0,430	0,006
	0,33	0,440	0,015	0,441	0,016	0,441	0,017	0,443	0,018
	0,34	0,450	0,026	0,452	0,027	0,453	0,029	0,455	0,031
	0,35	0,461	0,036	0,463	0,038	0,465	0,041	0,468	0,043
	0,36	0,471	0,047	0,474	0,049	0,477	0,052	0,480	0,056
	0,37	0,482	0,057	0,485	0,061	0,489	0,064	0,493	0,068
	0,38	0,492	0,068	0,496	0,072	0,500	0,076	0,505	0,081
	0,39	0,503	0,078	0,507	0,083	0,512	0,088	0,518	0,093
	0,40	0,513	0,089	0,518	0,094	0,524	0,099	0,530	0,106
	0,41	0,524	0,099	0,529	0,105	0,536	0,111	0,543	0,118
	0,42	0,534	0,110	0,541	0,116	0,547	0,123	0,555	0,131
	0,43	0,545	0,120	0,552	0,127	0,559	0,135	0,568	0,143
	0,44	0,555	0,131	0,563	0,138	0,571	0,146	0,580	0,156
	0,45	0,566	0,142	0,574	0,149	0,583	0,158	0,593	0,168
	0,46	0,577	0,152	0,585	0,161	0,594	0,170	0,605	0,181
	0,47	0,587	0,163	0,596	0,172	0,606	0,182	0,618	0,193
	0,48	0,598	0,173	0,607	0,183	0,618	0,193	0,630	0,206
	0,49	0,608	0,184	0,618	0,194	0,630	0,205	0,643	0,218
	0,50	0,619	0,194	0,629	0,205	0,641	0,217	0,655	0,231

Таблица Г.3 - Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с использованием коэффициента k_d

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$k_d = \frac{d[\text{см}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]/b[\text{м}]}}$$

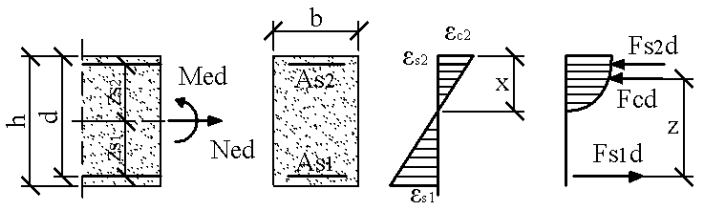
$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed}\cdot z_{s1}$$

$$A_{s1}[\text{см}^2] = k_s \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43{,}5}$$

k_d для класса бетона по прочности С									k_s	ξ= x/d	ζ= z/d	ε_{c2}в ‰	ε_{s1}в ‰
12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60					
14,34	12,41	11,10	9,93	9,07	8,39	7,85	7,40	7,02	2,32	0,025	0,991	-0,64	25,00
7,90	6,84	6,12	5,47	5,00	4,63	4,33	4,08	3,87	2,34	0,048	0,983	-1,26	25,00
5,87	5,08	4,54	4,06	3,71	3,44	3,21	3,03	2,87	2,36	0,069	0,975	-1,84	25,00
4,94	4,27	3,82	3,42	3,12	2,89	2,70	2,55	2,42	2,38	0,087	0,966	-2,38	25,00
4,39	3,80	3,40	3,04	2,77	2,57	2,40	2,27	2,15	2,40	0,104	0,958	-2,89	25,00
4,01	3,47	3,10	2,78	2,53	2,35	2,20	2,07	1,96	2,42	0,120	0,950	-3,40	25,00
3,74	3,24	2,90	2,59	2,36	2,19	2,05	1,93	1,83	2,44	0,138	0,943	-3,50	21,87
3,53	3,05	2,73	2,44	2,23	2,06	1,93	1,82	1,73	2,46	0,156	0,935	-3,50	18,88
3,35	2,90	2,60	2,32	2,12	1,96	1,84	1,73	1,64	2,48	0,174	0,927	-3,50	16,56
3,20	2,77	2,48	2,22	2,03	1,88	1,76	1,65	1,57	2,50	0,192	0,920	-3,50	14,70
2,97	2,57	2,30	2,06	1,88	1,74	1,63	1,53	1,46	2,54	0,227	0,906	-3,50	11,91
2,79	2,42	2,16	1,94	1,77	1,64	1,53	1,44	1,37	2,58	0,261	0,891	-3,50	9,92
2,65	2,30	2,06	1,84	1,68	1,55	1,45	1,37	1,30	2,62	0,294	0,878	-3,50	8,42
2,54	2,20	1,97	1,76	1,61	1,49	1,39	1,31	1,24	2,66	0,325	0,865	-3,50	7,26
2,45	2,12	1,90	1,70	1,55	1,43	1,34	1,26	1,20	2,70	0,356	0,852	-3,50	6,33
2,37	2,05	1,83	1,64	1,50	1,39	1,30	1,22	1,16	2,74	0,386	0,839	-3,50	5,57
2,30	1,99	1,78	1,59	1,45	1,35	1,26	1,19	1,13	2,78	0,415	0,827	-3,50	4,93
2,24	1,94	1,74	1,55	1,42	1,31	1,23	1,16	1,10	2,82	0,443	0,816	-3,50	4,40
2,19	1,90	1,70	1,52	1,39	1,28	1,20	1,13	1,07	2,86	0,471	0,804	-3,50	3,94
2,15	1,86	1,66	1,49	1,36	1,26	1,18	1,11	1,05	2,90	0,497	0,793	-3,50	3,54
2,11	1,82	1,63	1,46	1,33	1,23	1,15	1,09	1,03	2,94	0,523	0,782	-3,50	3,19
2,07	1,79	1,60	1,44	1,31	1,21	1,13	1,07	1,01	2,98	0,549	0,772	-3,50	2,88
2,04	1,77	1,58	1,41	1,29	1,19	1,12	1,05	1,00	3,02	0,573	0,762	-3,50	2,61
2,01	1,74	1,56	1,39	1,27	1,18	1,10	1,04	0,99	3,06	0,597	0,752	-3,50	2,36
1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0,617	0,743	-3,50	2,17

Таблица Г.4 - Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с использованием коэффициента k_d

C12/15-C50/60, St 500, $\gamma_s = 1{,}15$



$$k_d = \frac{d[\text{см}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]/b[\text{м}]}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed}\cdot z_{s1}$$

$$A_{s1}[\text{см}^2] = p_1\cdot k_{s1}\cdot\frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43{,}5}$$

$$A_{s2}[\text{см}^2] = p_2\cdot k_{s2}\cdot\frac{M_{Eds}[\text{кН}]}{d[\text{см}]}$$

Коэффициенты k_{s1} и k_{s2}

	k_d *для класса бетона по прочности С*									k_{s1}	k_{s2}
	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60		
$\xi_{lim} = 0{,}250$	2,85	2,47	2,21	1,97	1,80	1,67	1,56	1,47	1,40	2,57	0,00
	2,79	2,42	2,16	1,93	1,76	1,63	1,53	1,44	1,37	2,56	0,10
	2,73	2,36	2,11	1,89	1,73	1,60	1,49	1,41	1,34	2,56	0,20
	2,67	2,31	2,07	1,85	1,69	1,56	1,46	1,38	1,31	2,55	0,30
	2,60	2,26	2,02	1,80	1,65	1,53	1,43	1,35	1,28	2,55	0,40
	2,54	2,20	1,97	1,76	1,61	1,49	1,39	1,31	1,24	2,54	0,50
	2,47	2,14	1,92	1,71	1,56	1,45	1,36	1,28	1,21	2,54	0,60
	2,41	2,08	1,86	1,67	1,52	1,41	1,32	1,24	1,18	2,53	0,70
	2,34	2,02	1,81	1,62	1,48	1,37	1,28	1,21	1,14	2,53	0,80
	2,26	1,96	1,75	1,57	1,43	1,33	1,24	1,17	1,11	2,52	0,90
	2,19	1,90	1,70	1,52	1,38	1,28	1,20	1,13	1,07	2,52	1,00
	2,11	1,83	1,64	1,46	1,34	1,24	1,16	1,09	1,04	2,51	1,10
	2,03	1,76	1,57	1,41	1,29	1,19	1,11	1,05	1,00	2,51	1,20
	1,95	1,69	1,51	1,35	1,23	1,14	1,07	1,01	0,96	2,50	1,30
	1,86	1,61	1,44	1,29	1,18	1,09	1,02	0,96	0,91	2,50	1,40
$\xi_{lim} = 0{,}450$	2,23	1,93	1,73	1,54	1,41	1,30	1,22	1,15	1,09	2,83	0,00
	2,18	1,89	1,69	1,51	1,38	1,28	1,20	1,13	1,07	2,81	0,10
	2,14	1,85	1,65	1,48	1,35	1,25	1,17	1,10	1,05	2,80	0,20
	2,09	1,81	1,62	1,45	1,32	1,22	1,14	1,08	1,02	2,78	0,30
	2,04	1,77	1,58	1,41	1,29	1,19	1,12	1,05	1,00	2,77	0,40
	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,16	1,09	1,03	0,97	2,75	0,50
	1,94	1,68	1,50	1,34	1,22	1,13	1,06	1,00	0,95	2,74	0,60
	1,88	1,63	1,46	1,30	1,19	1,10	1,03	0,97	0,92	2,72	0,70
	1,83	1,58	1,42	1,27	1,16	1,07	1,00	0,94	0,90	2,70	0,80
	1,77	1,53	1,37	1,23	1,12	1,04	0,97	0,92	0,87	2,69	0,90
	1,71	1,48	1,33	1,19	1,08	1,00	0,94	0,88	0,84	2,67	1,00
	1,65	1,43	1,28	1,15	1,05	0,97	0,91	0,85	0,81	2,66	1,10
	1,59	1,38	1,23	1,10	1,01	0,93	0,87	0,82	0,78	2,64	1,20
	1,53	1,32	1,18	1,06	0,96	0,89	0,84	0,79	0,75	2,63	1,30
	1,46	1,26	1,13	1,01	0,92	0,85	0,80	0,75	0,71	2,61	1,40
$\xi_{lim} = 0{,}617$	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0,00
	1,95	1,69	1,51	1,35	1,23	1,14	1,07	1,01	0,95	3,07	0,10
	1,91	1,65	1,48	1,32	1,21	1,12	1,04	0,98	0,93	3,04	0,20
	1,86	1,61	1,44	1,29	1,18	1,09	1,02	0,96	0,91	3,01	0,30
	1,82	1,58	1,41	1,26	1,15	1,07	1,00	0,94	0,89	2,99	0,40
	1,78	1,54	1,38	1,23	1,12	1,04	0,97	0,92	0,87	2,96	0,50
	1,73	1,50	1,34	1,20	1,09	1,01	0,95	0,89	0,85	2,94	0,60
	1,68	1,46	1,30	1,17	1,06	0,98	0,92	0,87	0,82	2,91	0,70

Таблица Г.4 - Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с использованием коэффициента k_d
(продолжение)

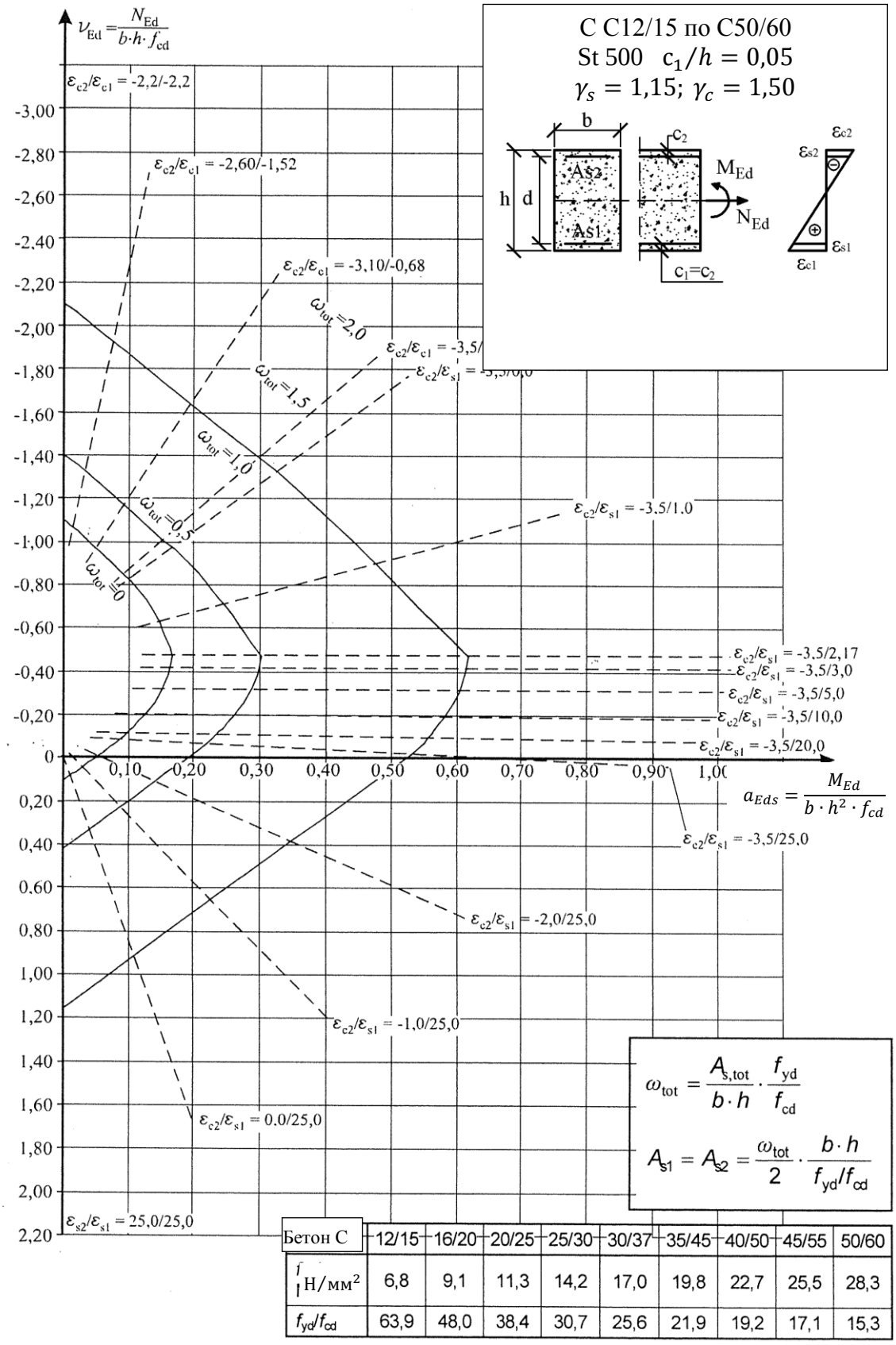
	k_d для классабетонапопрочности С									k_{s1}	k_{s2}
	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60		
	1,63	1,41	1,26	1,13	1,03	0,96	0,89	0,84	0,80	2,88	0,80
	1,58	1,37	1,23	1,10	1,00	0,93	0,87	0,82	0,78	2,86	0,90
	1,53	1,33	1,19	1,06	0,97	0,90	0,84	0,79	0,75	2,83	1,00
	1,48	1,28	1,14	1,02	0,93	0,86	0,81	0,76	0,72	2,80	1,10
	1,42	1,23	1,10	0,98	0,90	0,83	0,78	0,73	0,70	2,78	1,20
	1,36	1,18	1,06	0,94	0,86	0,80	0,75	0,70	0,67	2,75	1,30
	1,30	1,13	1,01	0,90	0,82	0,76	0,71	0,67	0,64	2,72	1,40

Коэффициенты p_1 и p_2

	c_2/d	ρ_1 для k_{s1} =				ρ_2	ε_{s2} в‰
		2,57	2,54	2,52	2,50		
$\xi_{lim} = 0,25$	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-2,66
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-2,38
	0,10	1,00	1,01	1,02	1,02	1,08	-2,10
	0,12	1,00	1,01	1,03	1,04	1,28	-1,82
	0,14	1,00	1,02	1,04	1,05	1,54	-1,54
	0,16	1,00	1,02	1,05	1,07	1,93	-1,26
	0,18	1,00	1,03	1,06	1,08	2,54	-0,98
	0,20	1,00	1,03	1,07	1,10	3,65	-0,70

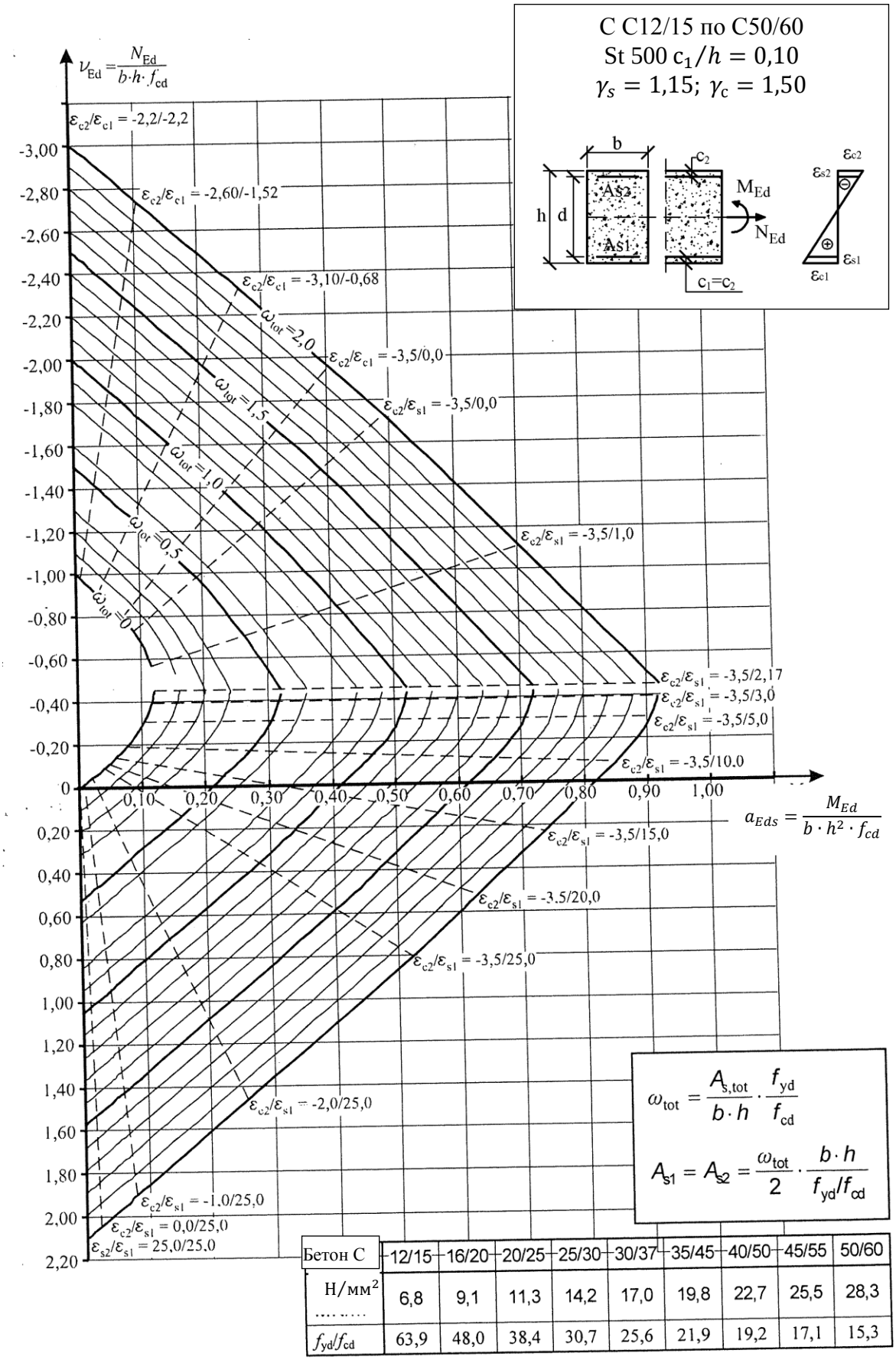
	c_2/d	ρ_1 для k_{s1} =				ρ_2	ε_{s2} в‰
		2,83	2,74	2,69	2,61		
$\xi_{lim} = 0,45$	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-3,03
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-2,88
	0,10	1,00	1,01	1,01	1,02	1,04	-2,72
	0,12	1,00	1,01	1,02	1,04	1,07	-2,57
	0,14	1,00	1,02	1,03	1,05	1,09	-2,41
	0,16	1,00	1,03	1,04	1,06	1,12	-2,26
	0,18	1,00	1,03	1,05	1,08	1,19	-2,10
	0,20	1,00	1,04	1,06	1,09	1,31	-1,94
	0,22	1,00	1,04	1,07	1,11	1,46	-1,79
	0,24	1,00	1,05	1,08	1,13	1,65	-1,63

	c_2/d	ρ_1 для k_{s1} =				ρ_2	ε_{s2} в‰
		3,09	2,94	2,86	2,72		
$\xi_{lim} = 0,617$	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-3,16
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-3,05
	0,10	1,00	1,01	1,01	1,02	1,04	-2,93
	0,12	1,00	1,01	1,02	1,04	1,07	-2,82
	0,14	1,00	1,02	1,03	1,05	1,09	-2,71
	0,16	1,00	1,02	1,04	1,06	1,12	-2,59
	0,18	1,00	1,03	1,05	1,08	1,15	-2,48
	0,20	1,00	1,04	1,06	1,09	1,18	-2,37
	0,22	1,00	1,04	1,06	1,11	1,21	-2,25
	0,24	1,00	1,05	1,07	1,12	1,26	-2,14



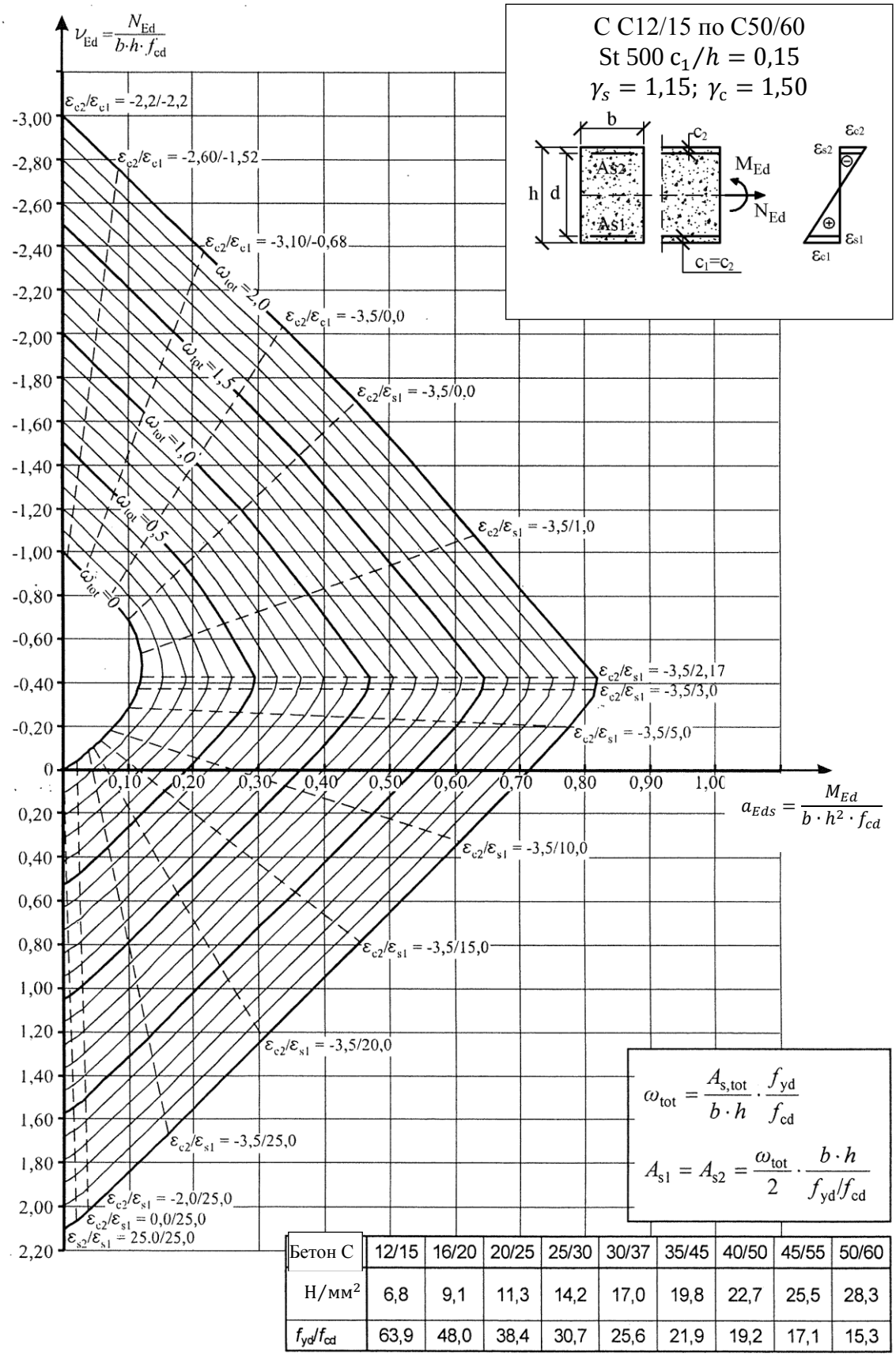
Бетон C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{cd}, Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.2 - Определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой



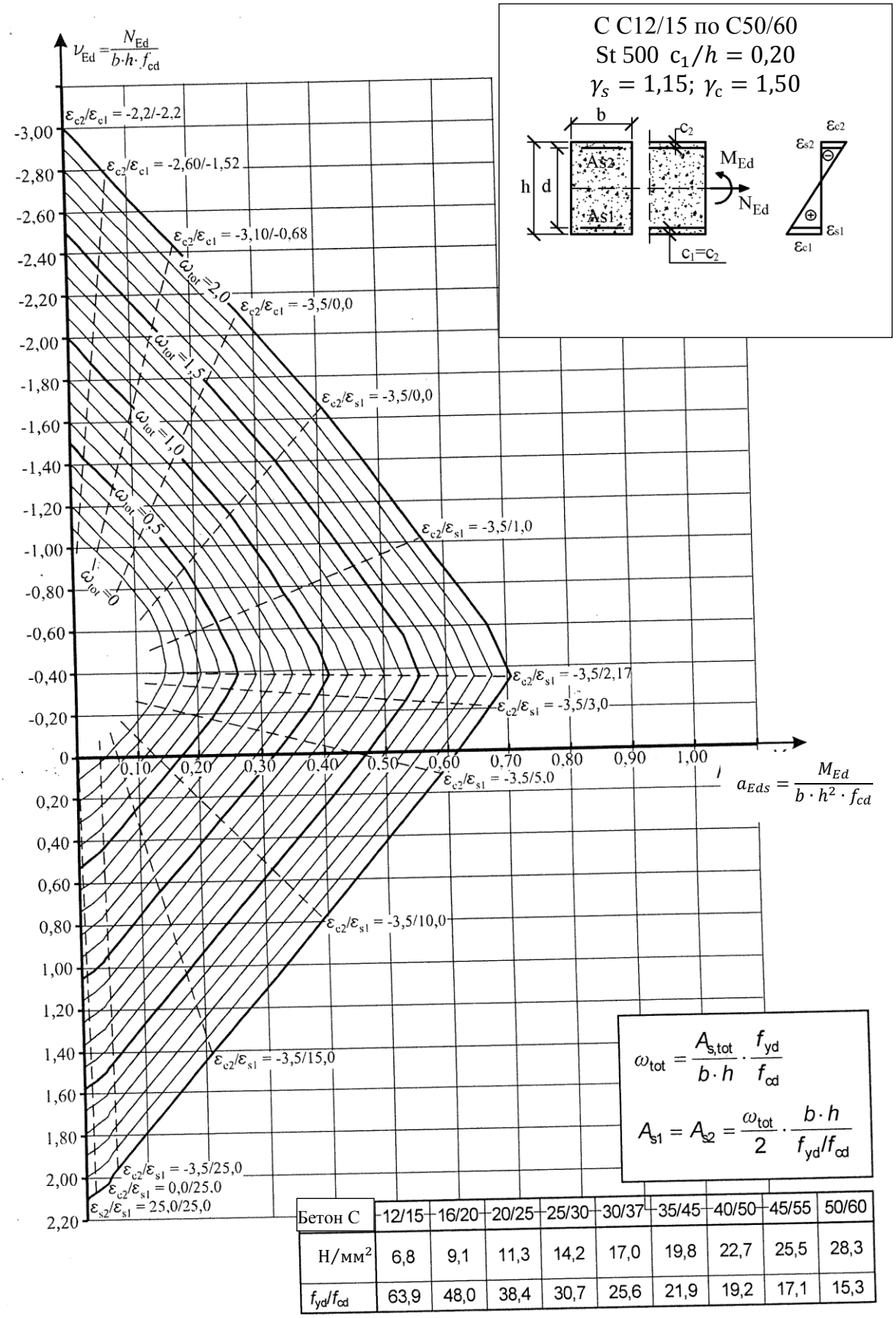
Бетон C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм^2 ……	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.2 - Определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*



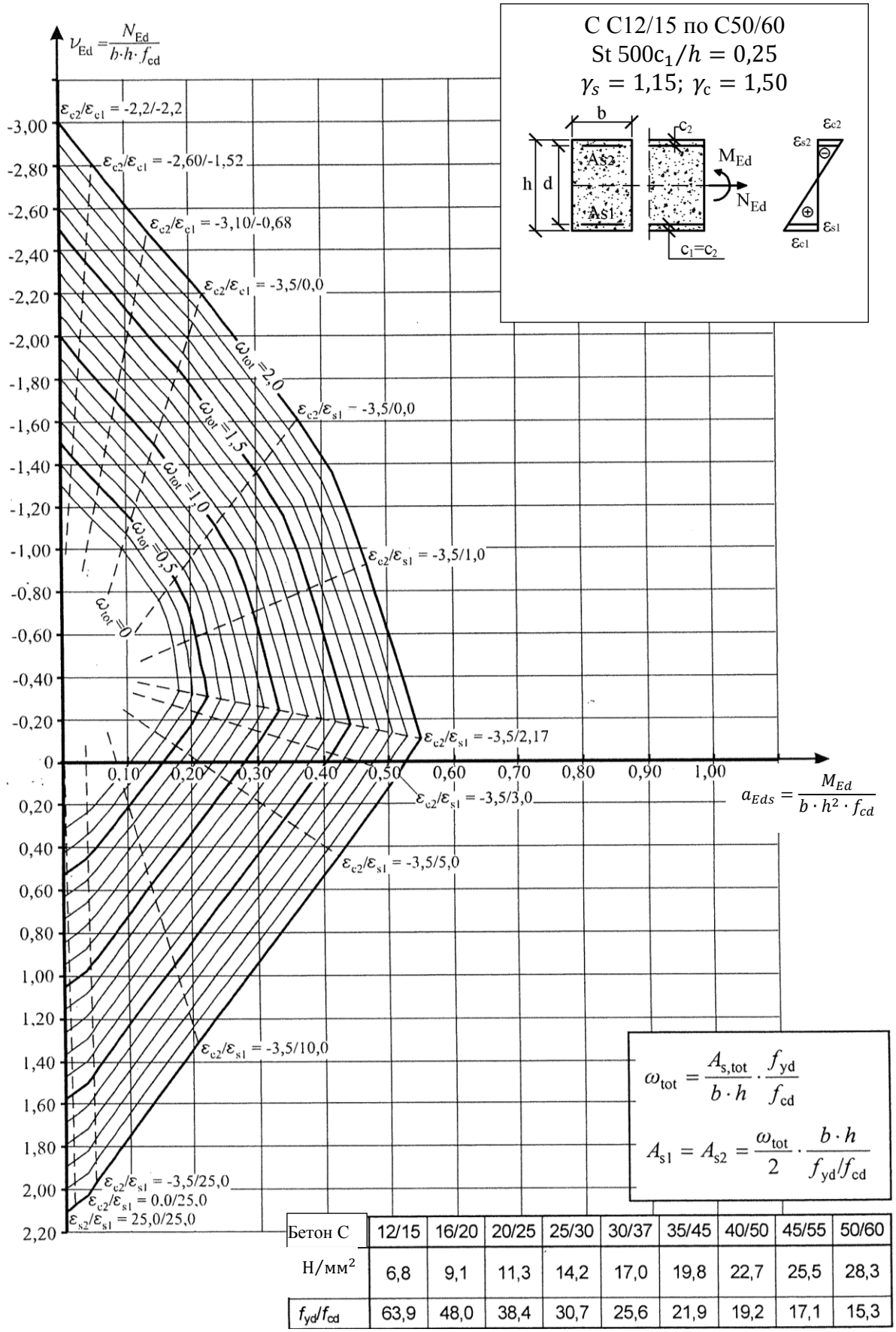
Бетон C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.2 - Определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*



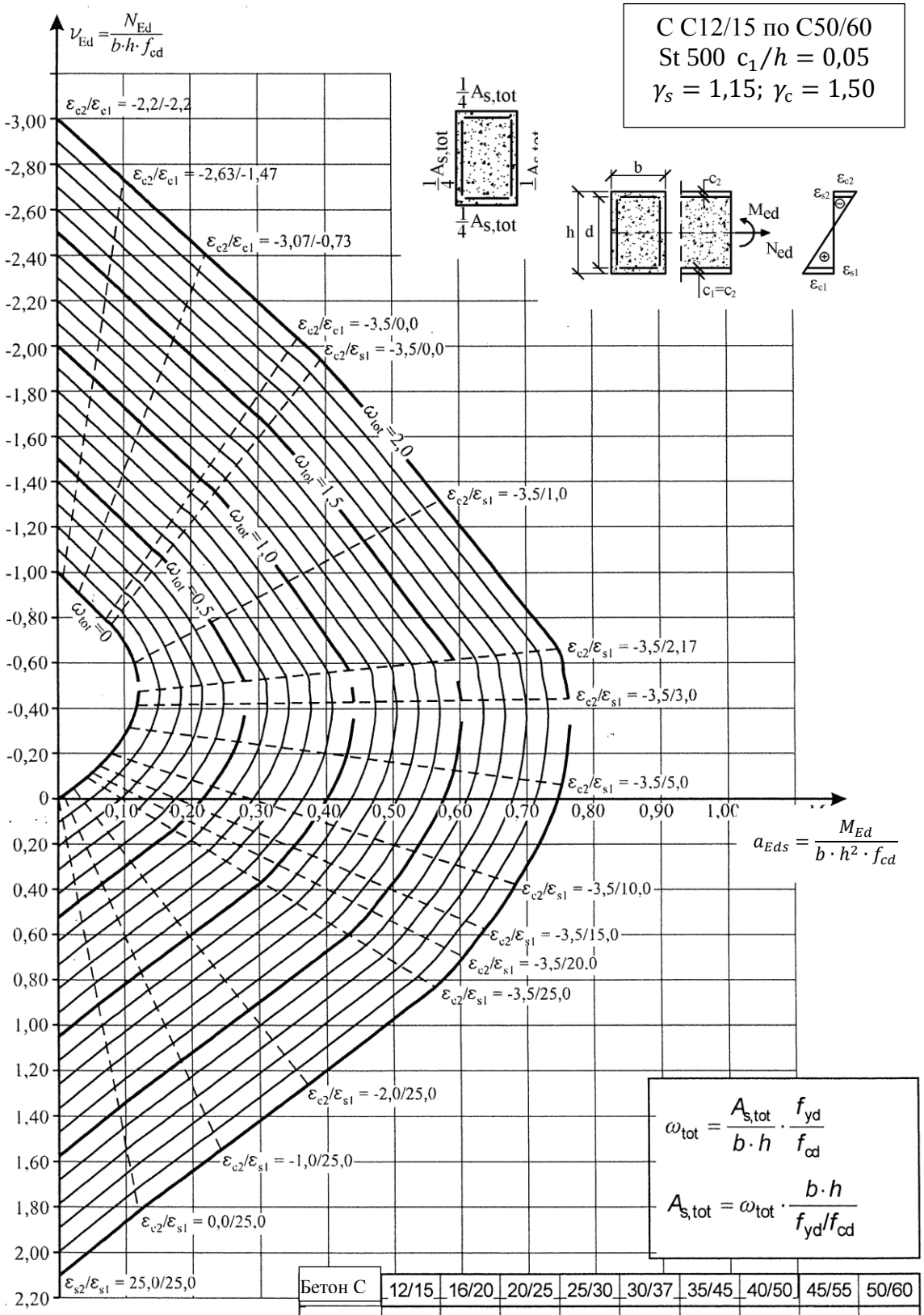
Бетон C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.2 - Определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*



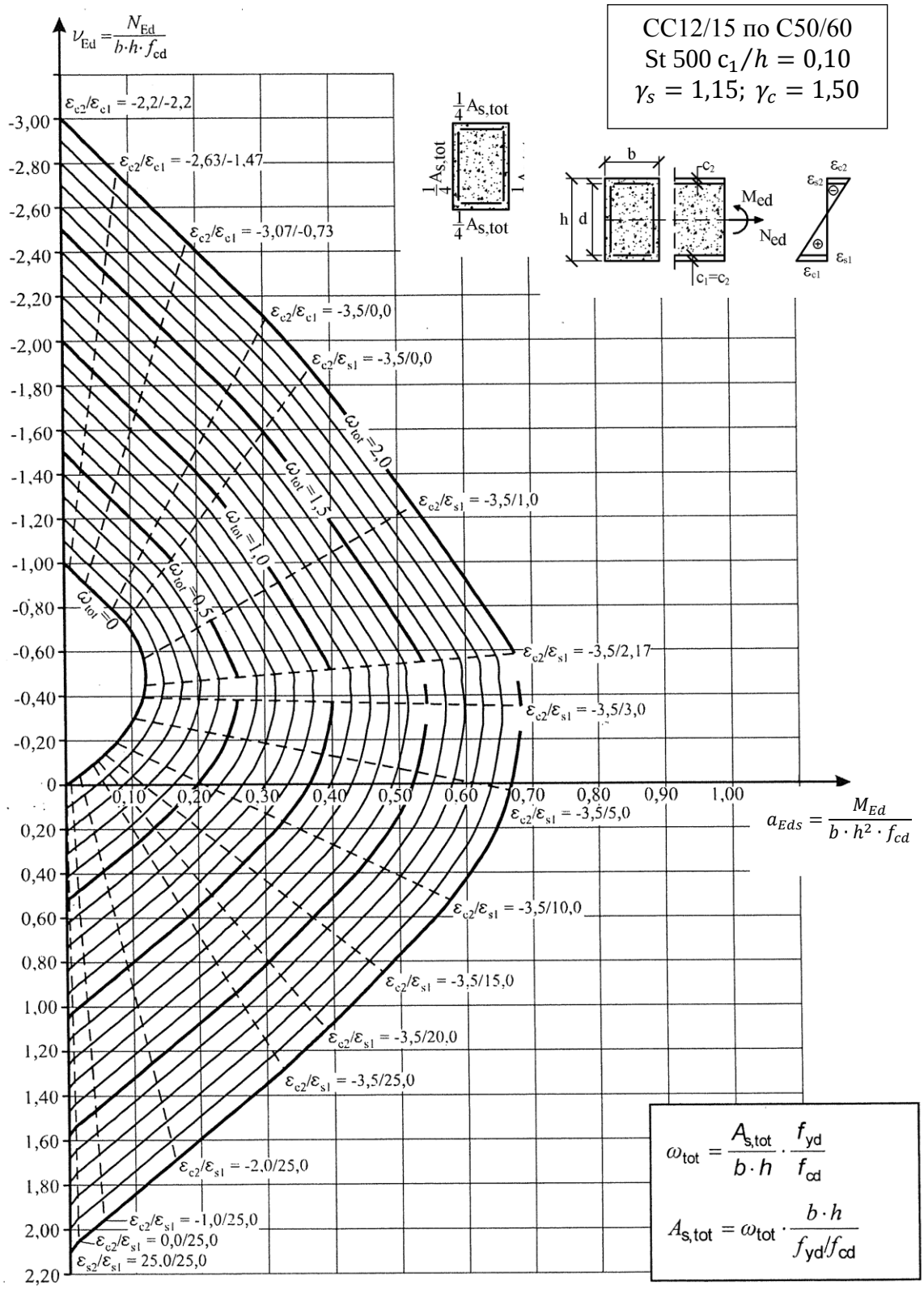
Бетон C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.2 - Определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*



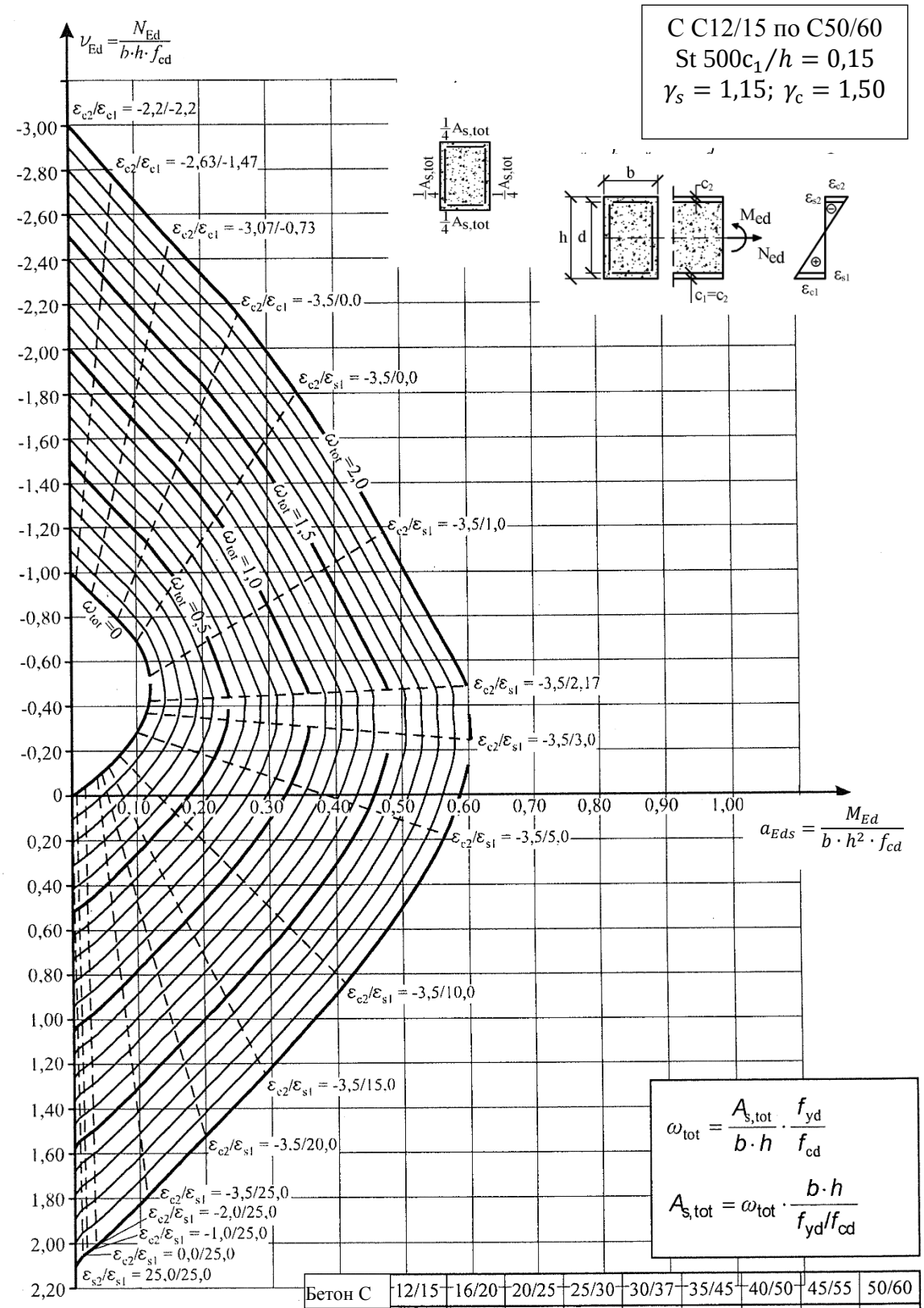
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм^2	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.3 - Определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой



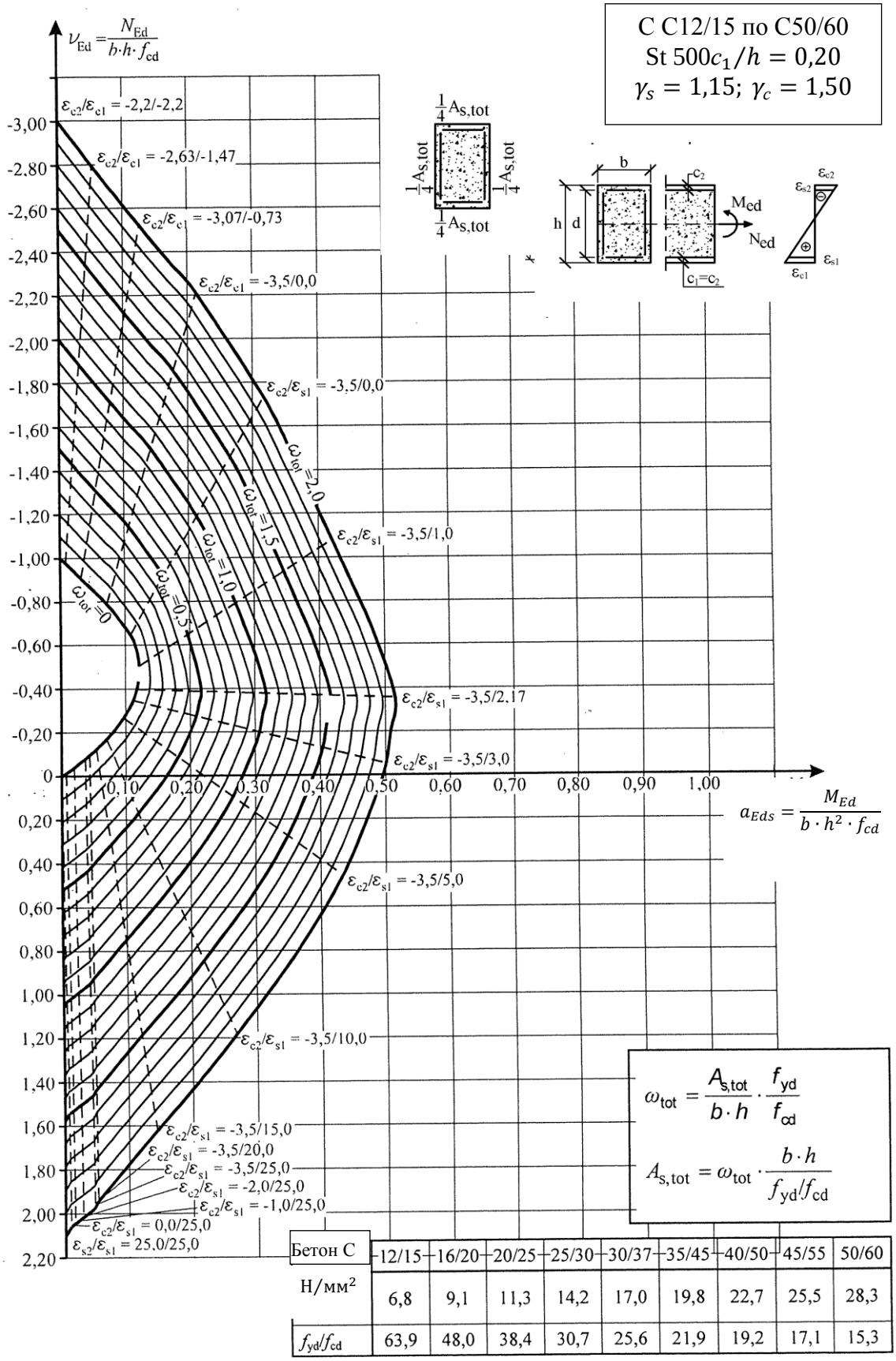
Бетон C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.3 - Определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой*(продолжение)*



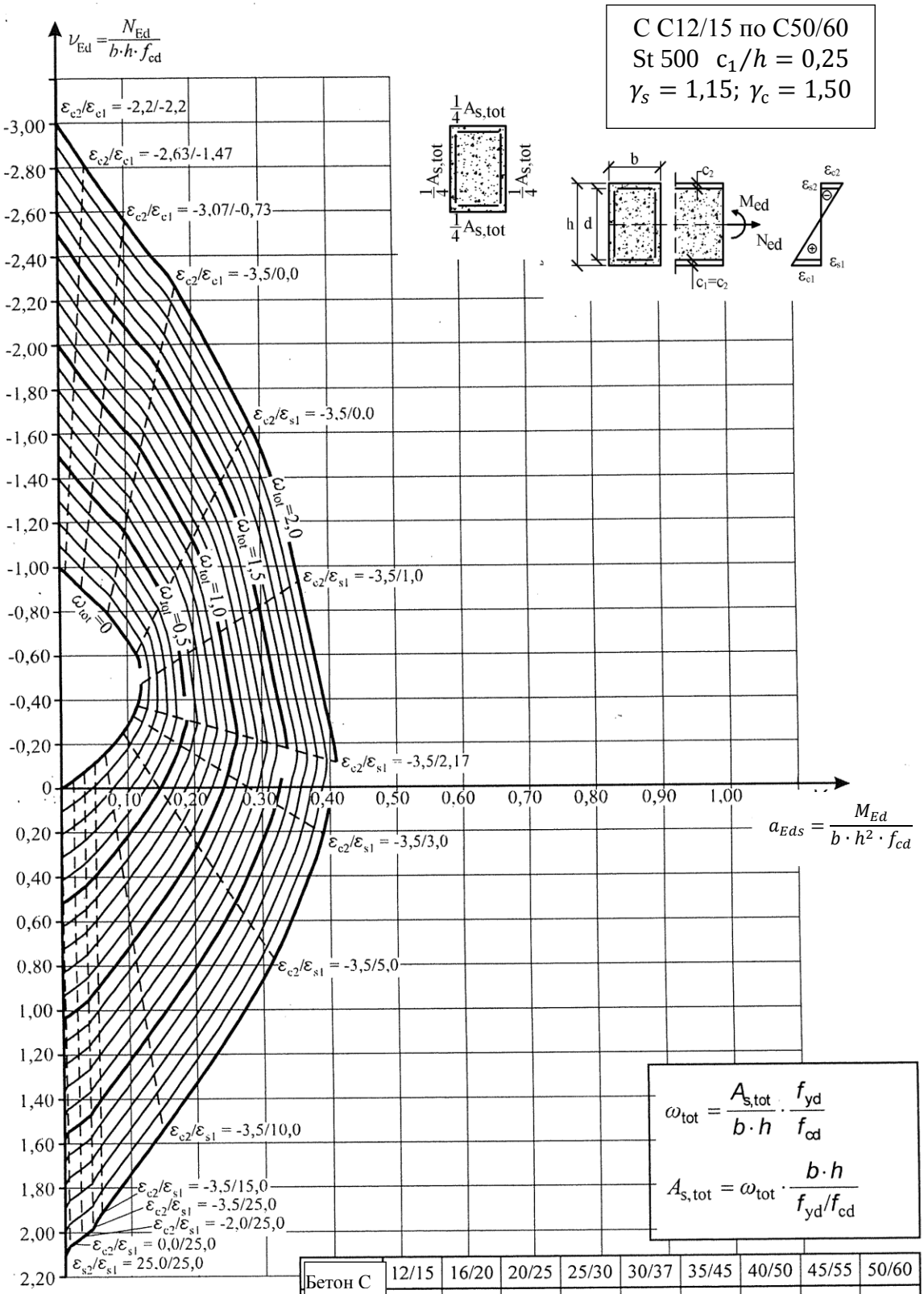
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.3 - Диаграмма определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*



Бетон C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.3 - Определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*

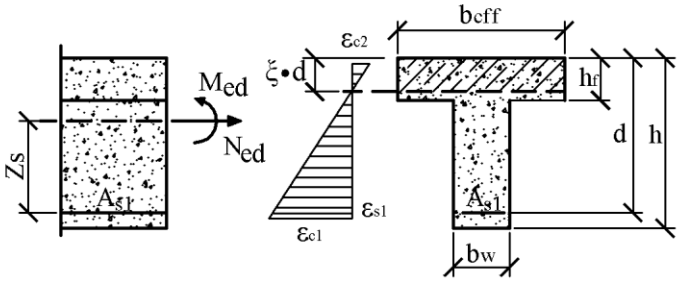


Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.3 - Определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*

Таблица Г.5 - Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения

C12/15-C50/60, St500, $\gamma_s = 1{,}15, \gamma_c = 1{,}5$



$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s$$

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}}\left(\omega_1 \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}\right)$$

$h_f/d = 0{,}05$

a_{Eds}	$\omega_1 - для\ b_{eff}/b_w$				
	1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0409	0,0409
0,05	0,0515	0,0514	0,0514	0,0514	0,0514
0,06	0,0621	0,0621	0,0622	0,0624	0,0629
0,07	0,0728	0,0731	0,0735	0,0742	0,0767
0,08	0,0836	0,0844	0,0852	0,0871	
0,09	0,0946	0,0961	0,0976	0,1014	
0,10	0,1057	0,1082	0,1107		
0,11	0,1170	0,1206	0,1246		
0,12	0,1285	0,1336	0,1396		
0,13	0,1401	0,1470			
0,14	0,1519	0,1611			
0,15	0,1638	0,1757			
0,16	0,1759	0,1912			
0,17	0,1882				
0,18	0,2007				
0,19	0,2134				
0,20	0,2263				
0,21	0,2395				
0,22	0,2529				
0,23	0,2665				
0,24	0,2804				
0,25	0,2946				
0,26	0,3091				
0,27	0,3240				
0,28	0,3391				
0,29	0,3546				
0,30	0,3706				
0,31	0,3870				
0,32	0,4038				
0,33	0,4212				
0,34	0,4391				
0,35	0,4577				
0,36	0,4769				
0,37	0,4969				

$h_f/d = 0{,}10$

a_{Eds}	$\omega_1 - для\ b_{eff}/b_w$				
	1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
0,10	0,1057	0,1058	0,1058	0,1059	0,1060
0,11	0,1170	0,1173	0,1175	0,1179	0,1192
0,12	0,1285	0,1292	0,1298	0,1311	
0,13	0,1401	0,1415	0,1427	0,1459	
0,14	0,1519	0,1542	0,1565		
0,15	0,1638	0,1674	0,1712		
0,16	0,1759	0,1812			
0,17	0,1882	0,1955			
0,18	0,2007	0,2106			
0,19	0,2134	0,2266			
0,20	0,2263				
0,21	0,2395				
0,22	0,2529				
0,23	0,2665				
0,24	0,2804				
0,25	0,2946				
0,26	0,3091				
0,27	0,3240				
0,28	0,3391				
0,29	0,3546				
0,30	0,3706				
0,31	0,3870				
0,32	0,4038				
0,33	0,4212				
0,34	0,4391				
0,35	0,4577				
0,36	0,4769				
0,37	0,4969				

Таблица Г.5- Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения *(продолжение)*

$h_f/d = 0{,}15$

a_{Eds}	$\omega_1 - для\ b_{eff}/b_w$				
	1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
0,13	0,1401	0,1400	0,1400	0,1400	0,1400
0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1518
0,15	0,1638	0,1641	0,1642	0,1644	0,1652
0,16	0,1759	0,1766	0,1771	0,1783	
0,17	0,1882	0,1897	0,1909		
0,18	0,2007	0,2032	0,2056		
0,19	0,2134	0,2174	0,2215		
0,20	0,2263	0,2323			
0,21	0,2395	0,2479			
0,22	0,2529				
0,23	0,2665				
0,24	0,2804				
…	…				
0,37	0,4969				

$h_f/d = 0{,}20$

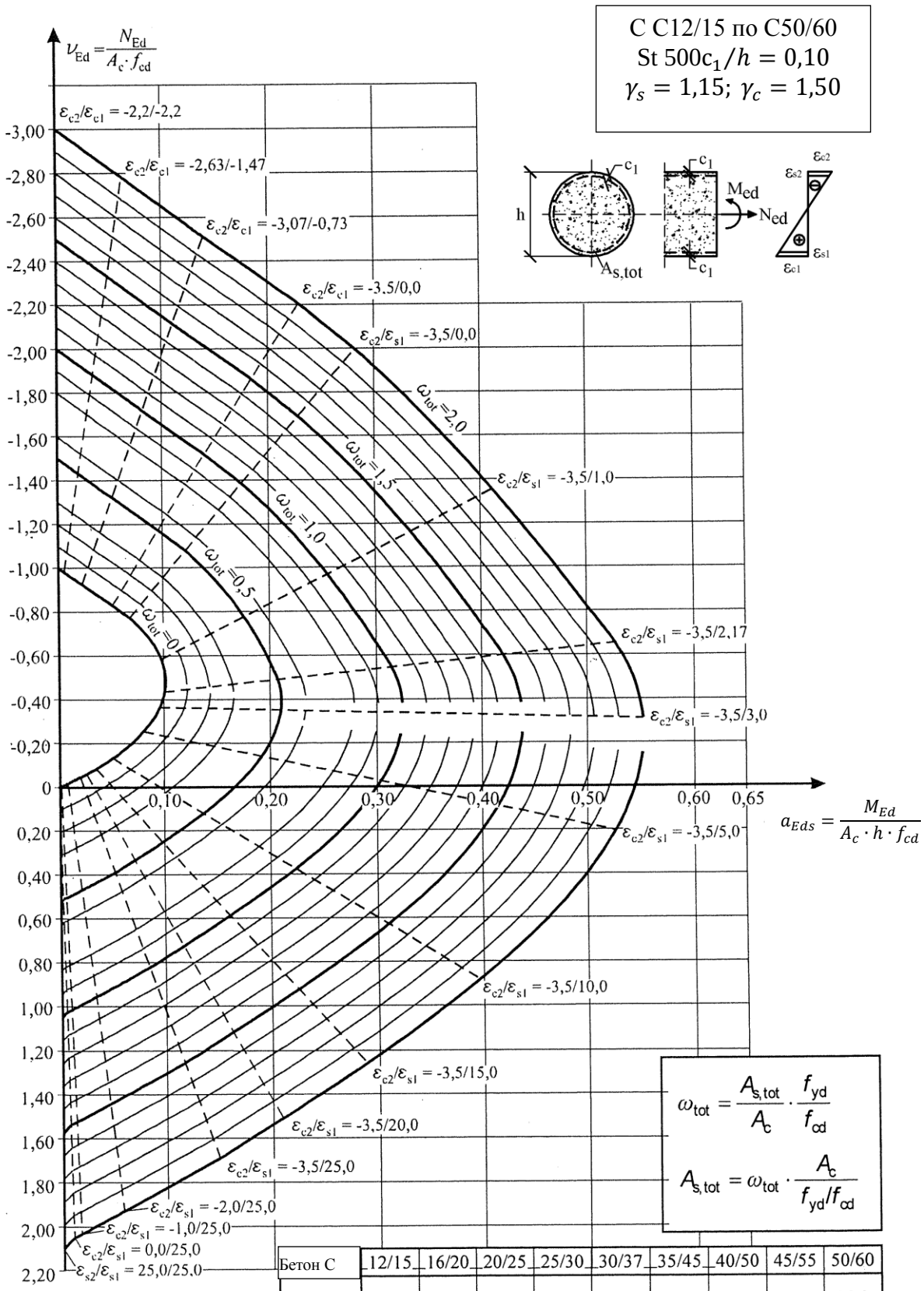
a_{Eds}	$\omega_1 - для\ b_{eff}/b_w$				
	1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
0,16	0,1759	0,1759	0,1758	0,1758	0,1758
0,17	0,1882	0,1881	0,1881	0,1880	0,1880
0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2006	0,2006
0,19	0,2134	0,2137	0,2139	0,2141	0,2149
0,20	0,2263	0,2272	0,2278	0,2290	
0,21	0,2395	0,2413	0,2427		
0,22	0,2529	0,2560	0,2589		
0,23	0,2665	0,2715			
0,24	0,2804	0,2879			
…	…				
0,37	0,4969				

$h_f/d = 0{,}30$

a_{Eds}	$\omega_1 - для\ b_{eff}/b_w$				
	1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
0,16	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759
0,17	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882
0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007
0,19	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134
0,20	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263
0,21	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395
0,22	0,2529	0,2528	0,2528	0,2528	0,2528
0,23	0,2665	0,2664	0,2663	0,2663	0,2662
0,24	0,2804	0,2802	0,2801	0,2800	0,2798
0,25	0,2946	0,2945	0,2944	0,2942	0,2940
0,26	0,3091	0,3095	0,3095	0,3095	
0,27	0,3239	0,3251	0,3256		
0,28	0,3391	0,3416			
0,29	0,3546				
0,30	0,3706				
0,31	0,3870				
0,32	0,4038				
…	…				
0,37	0,4969				

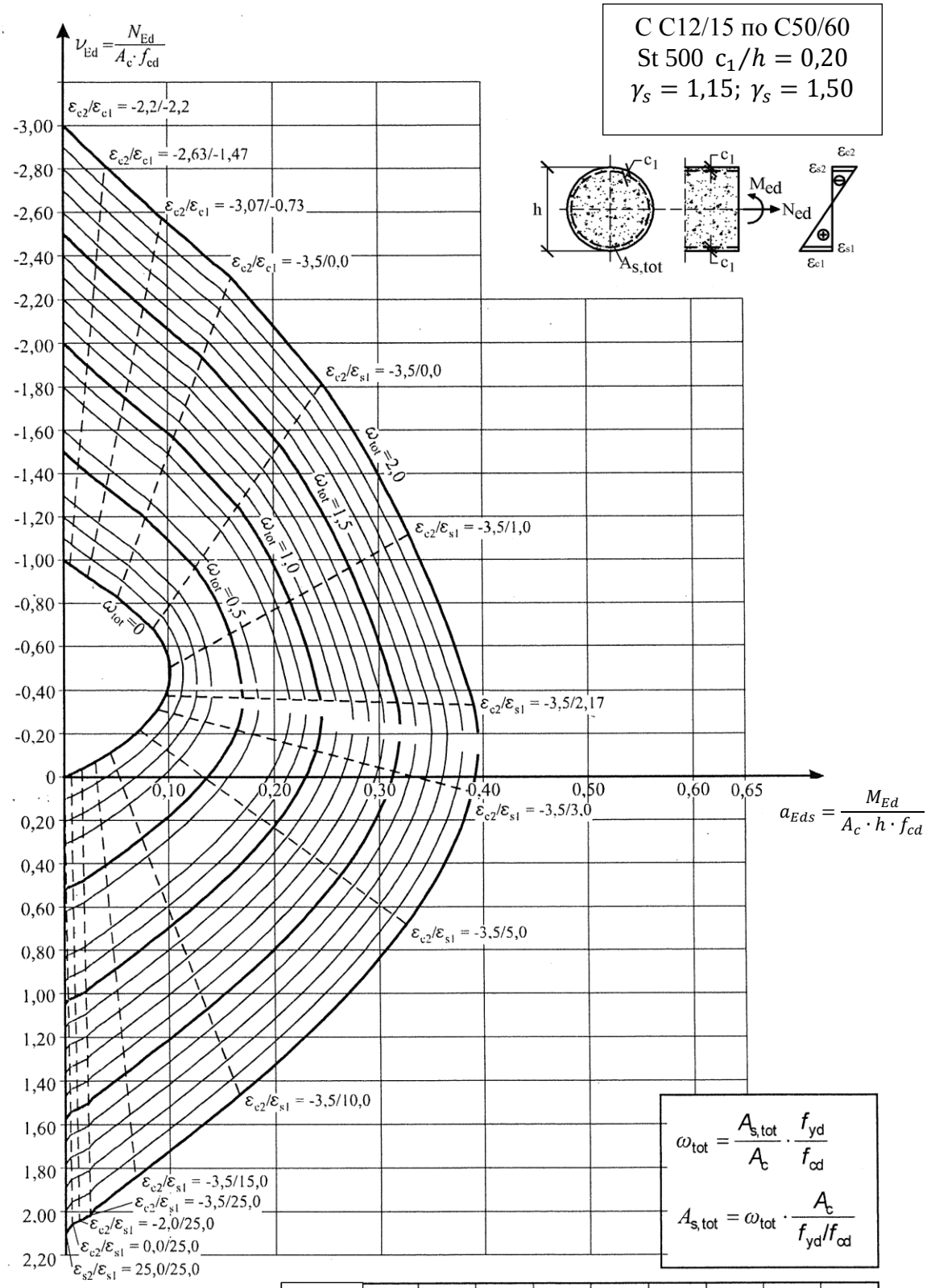
$h_f/d = 0{,}40$

a_{Eds}	$\omega_1 - для\ b_{eff}/b_w$				
	1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
0,16	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759
0,17	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882
0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007
0,19	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134
0,20	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263
0,21	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395
0,22	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529
0,23	0,2665	0,2665	0,2665	0,2665	0,2665
0,24	0,2804	0,2804	0,2804	0,2804	0,2804
0,25	0,2946	0,2946	0,2946	0,2946	0,2946
0,26	0,3091	0,3091	0,3091	0,3091	0,3091
0,27	0,3239	0,3239	0,3239	0,3239	0,3239
0,28	0,3390	0,3390	0,3390	0,3390	0,3389
0,29	0,3544	0,3544	0,3543	0,3542	0,3541
0,30	0,3701	0,3701	0,3699	0,3697	0,3695
0,31	0,3867	0,3867	0,3864	0,3861	0,3856
0,32	0,4041	0,4041	0,4039		
…	…				
0,37					



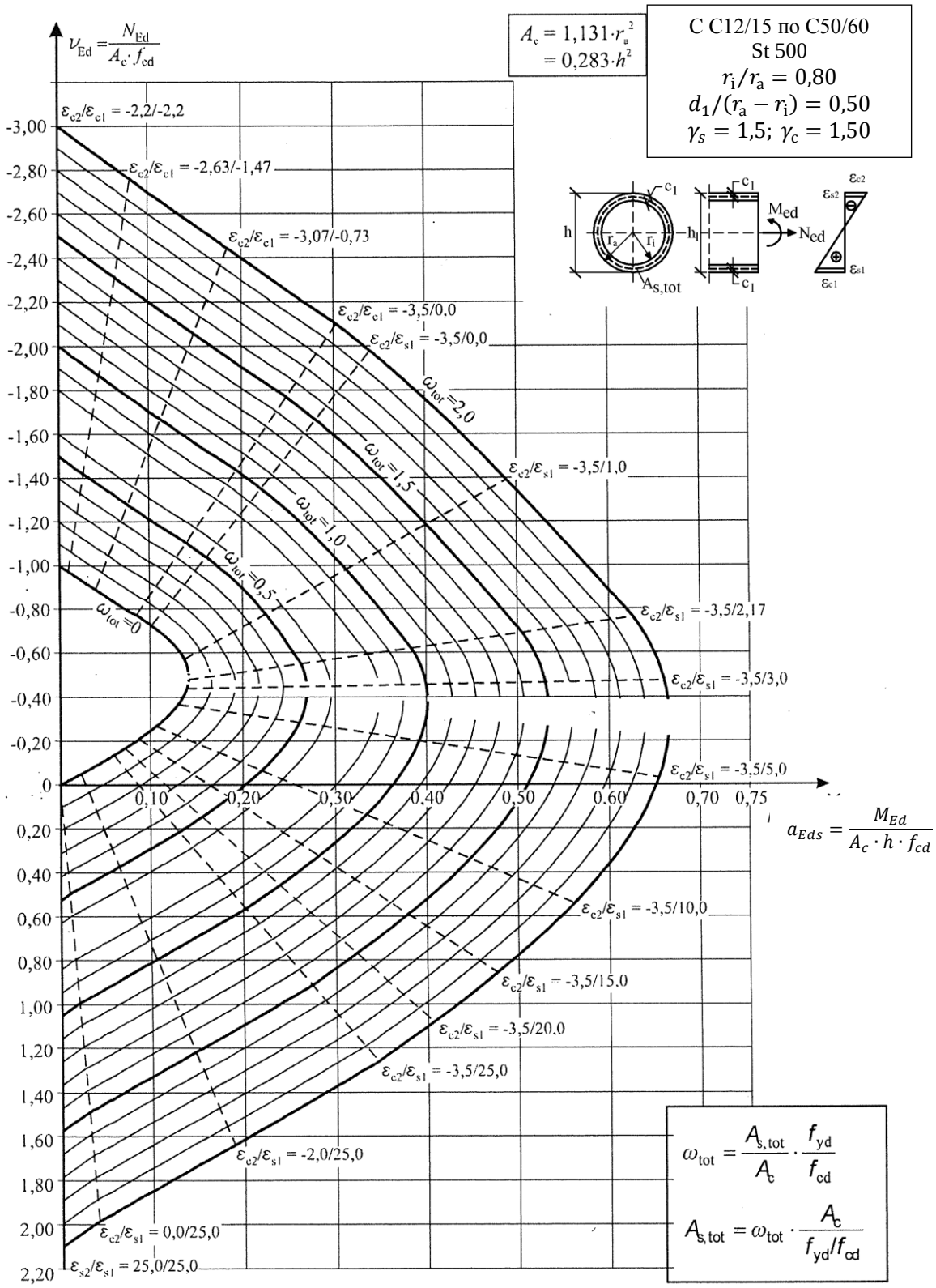
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.5 - Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов круглого и кольцевого сечения



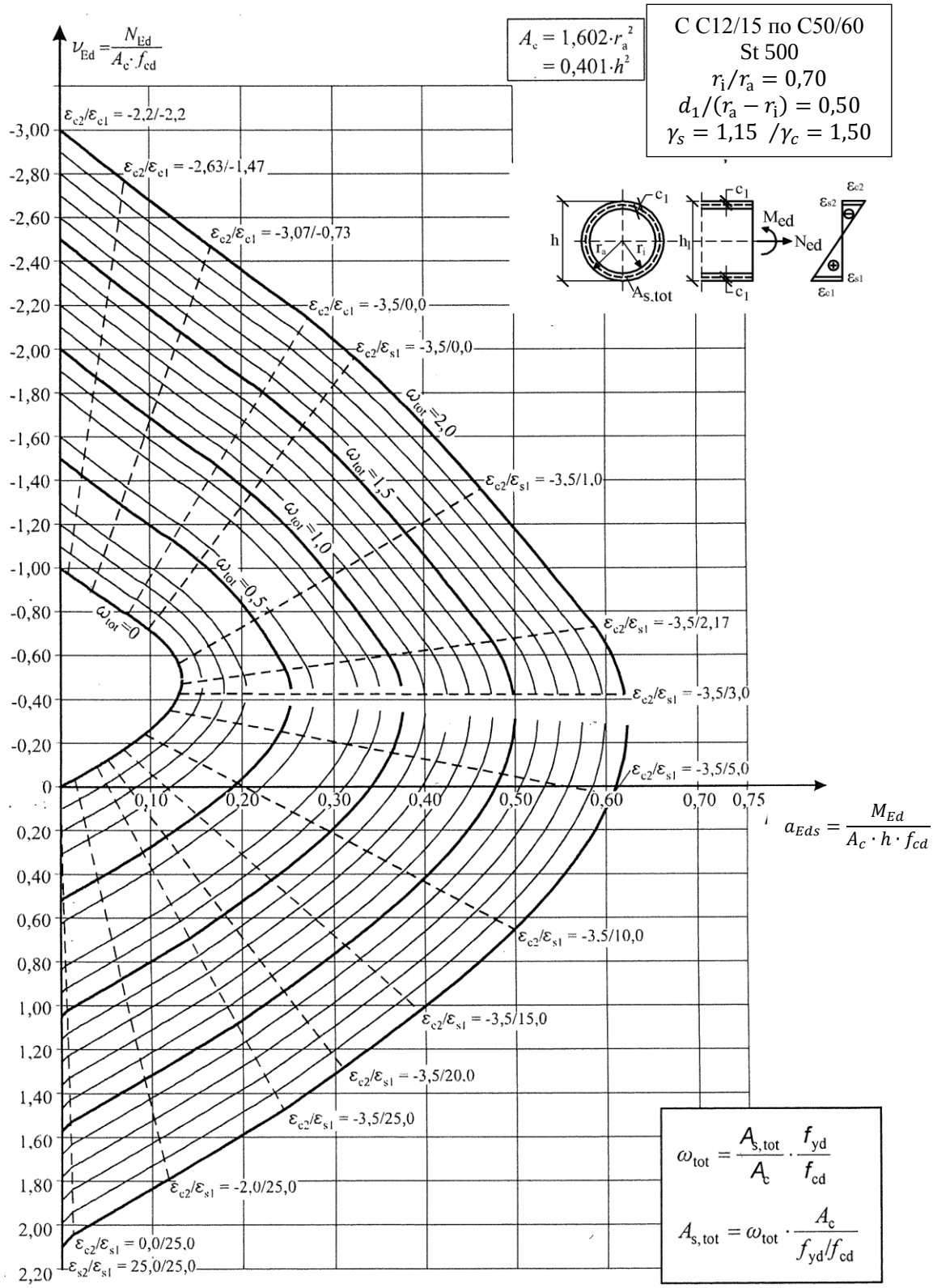
Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.5 - Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов круглого и кольцевого сечения *(продолжение)*



Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.5- Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов круглого и кольцевого сечения *(продолжение)*



Бетон С	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
Н/мм²	6,8	9,1	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	28,3
f_{yd}/f_{cd}	63,9	48,0	38,4	30,7	25,6	21,9	19,2	17,1	15,3

Рисунок Г.5- Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов круглого и кольцевого сечения *(продолжение)*

БИБЛИОГРАФИЯ

1. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции». – Москва,-1989.

2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). –М, -1986.

3. Дорфман А.Э., Левонтин Л.Н. «Проектирование безбалочных бескапительных перекрытий». -Стройиздат, -М., -1975, 124 с.

4. Онуфриев Н.М. «Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений». -М., -1965.

5. «Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. Научно-исследовательский институт бетона и железобетона Госстроя СССР». –Стройиздат, -М.

6. Штаерман М.Я., Ивянский А.М. «Безбалочные перекрытия» -Госиздат., -М., -1953.

7. Г.Д. Климова, Д.Я. Касимов «Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий». -Госстройиздат, -М.

8. С.М. Крылов «Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях». -М., -1963.

9. «Справочное пособие к СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции». -Астана, -2005.

10. СП 52-117-2008. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий –М., -2008.

11. «Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил». –М. -2008.

12. «Руководство по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями». -Стройиздат, –М., -1979.

13. ТУ 14-1-5254-2006 «Прокат периодического профиля для армирования железобетонных конструкций».

14. ТУ 14-1-5526-2006 «Прокатарматурный класса А500СП с эффективным периодическим профилем».

15. СТО АСЧМ 7-93 «Прокат арматурный периодического профиля».

УДК 624.048; 69.056.55; 693.554.22 **МКС 91.010.30; 91.080.30**

Ключевые слова: каркас, плита, колонна, метод конечных элементов, железобетон, проектирование, конструирование, армирование

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

ҚР НТҚ 02-01-1.6-2013

АРҚАЛЫҒЫ ЖОҚ АРАҚАБЫРҒАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ ЖӘНЕ ЖОБАЛАУ

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан

НТП РК 02-01-1.6-2013

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная