

**Южно-Уральский государственный университет
Кафедра Технологии строительного производства**

РЕГЛАМЕНТ

Раннее нагружение строительных конструкций

**Разработал:
К.т.н. Юнусов Н.В.
К.т.н. Коваль С.Б.**

Челябинск

Введение

В СНИПе III-15-76 была четко ограничена минимальная прочность бетона, при которой возможно нагружение монолитных железобетонных конструкций. Эта прочность составляла 70% от R_{28} . По этому работы, проводимые в 30 годах Саталкиным А.В. по раннему нагружению мостовых опор [1] не имели должного практического применения, так как вели к отступлению от требований СНИП. Хотя в условиях реальной строительной площадки в большинстве случаев производилось частичное нагружение монолитных железобетонных конструкций до набора ими 70% от R_{28} с целью сокращения общего срока строительства. Однако практическое применение основных положений раннего нагружения носило и по настоящее время носит в основном интуитивный характер, основанный на многолетнем опыте работы по возведению схожих однотипных конструкций.

Новая редакция СНИПа по возведению несущих и ограждающих конструкций 3.03.01-87 [2] к решению данного вопроса подходит более взвешенно и дипломатично, не давая жестких ограничений по темпу нагружения монолитных железобетонных конструкций, ограничиваясь лишь фразой, что к моменту нагружения полной нагрузкой должна быть обеспечена проектная прочность бетона. Другими словами к моменту нагружения полной сто процентной нагрузкой бетон монолитных железобетонных конструкций однозначно должен набрать прочность составляющую 100% от R_{28} . То есть с другой стороны данное требование нужно понимать так, что при неполном нагружении прочность бетона может быть ниже проектной и не обязательно составлять 70%.

Если при ста процентах нагрузки, как требует СНИП, должна быть обеспечена сто процентная прочность, то, каково должно быть значение прочности бетона при 10, 11, 12, 29, 50, 70 и т.д. процентах нагружения? Понятно, что в каждом конкретном случае ответом на поставленный вопрос должно быть четко определенное числовое значение, теоретически и экспериментально обоснованное и отраженное в ПОС и ППР. В связи с этим требования представителей "Заказчика" и других контролирующих строительных организаций в необходимости обеспечения семидесяти процентной прочности бетона под нагружение являются не только не компетентными, но и преступными, так как в СНИП 3.03.01-87 ни слова не сказано про 70% от R_{28} . Ответом на поставленный выше вопрос является представленный технологический регламент раннего нагружения.

Данный технологический регламент позволяет определить требуемую прочность и продолжительность выдерживания бетона на отдельных этапах нагружения монолитных железобетонных конструкций, таких как фундаменты под колонны и технологическое оборудование, стены зданий, и т.п.

Сущность метода раннего нагружения заключается в том, что в качестве критерия, определяющего связь между процентом приложенной внешней нагрузки и требуемой к моменту нагружения прочности бетона, выступает коэффициент интенсивности нагружения

$$\eta = \frac{\sigma}{R} \quad ,$$

где η - коэффициент интенсивности загрузки;

σ - напряжения, возникающие в бетоне конструкции от действия внешних усилий;

R - прочности бетона в момент загрузки.

Физический смысл коэффициента интенсивности загрузки заключается в определении величины внешней нагрузки приложенной к бетону не достигшем марочной прочности и не вызвавшей при последующем наборе прочности деструктивных процессов бетона, приведших к снижению интенсивности твердения или сбросу проектной прочности.

Величина интенсивности загрузки не является постоянной величиной и зависит от прочности бетона к моменту приложения к нему внешней нагрузки. Экспериментально получено и подтверждено авторскими свидетельствами на изобретения, что при прочности бетона 25...40% от R_{28} коэффициент интенсивности загрузки должен составлять 0,3...0,4 (а.с. 894146), а при прочности 50...70% интенсивность должна находиться в пределах 0,5...0,7 (а.с. 1442618).

Учитывая вышесказанное и требование СНиП 3.03.01-87, согласно которого при 100% от R_{28} допускается загрузка полной стопроцентной нагрузкой, в результате чего в бетоне возникают максимальные расчетные напряжения и коэффициент интенсивности загрузки равен единице, график зависимости коэффициента интенсивности загрузки от прочности бетона к моменту загрузки можно представить в виде зависимости представленной на рисунке 1.

Из рисунка видно, что область коэффициента интенсивности загрузки определена и экспериментально подтверждена на участке от 25 до 100 процентов от проектной 28-ми суточной прочности бетона. Определение значений коэффициента интенсивности при более низких значениях не имеет практического применения, так как бетоны в первые дни выдерживания интенсивно набирают прочность, в результате чего производство бетонных работ будет только сдерживать темп монтажа. В зимних же условиях, кроме того, вообще не предусматривается загрузка конструкций до момента распалубки, пока бетон не набрал «критической» прочности, которая составляет от 25 до 50 процентов от R_{28} [2].

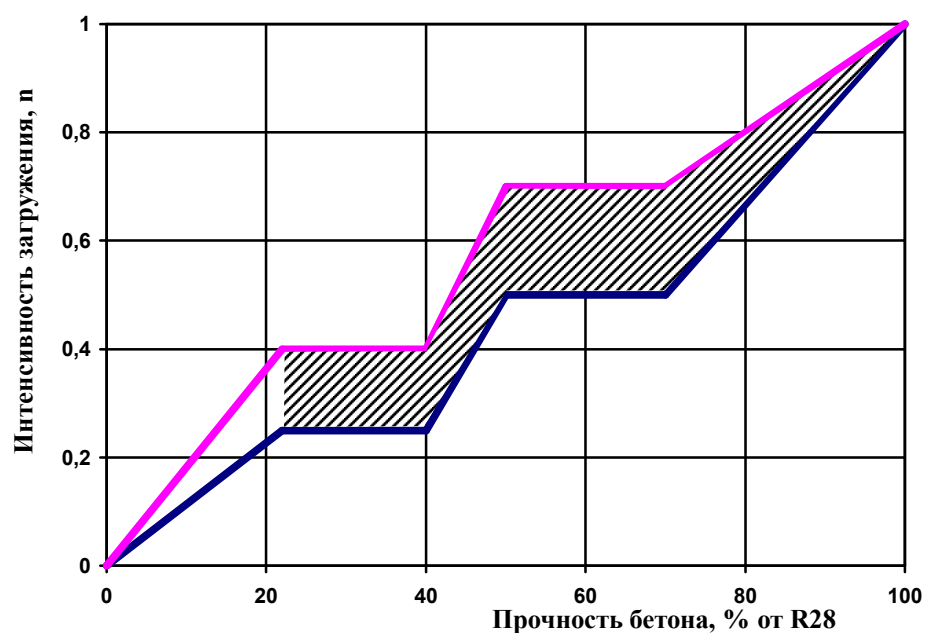


Рис. 1. Зависимость интенсивности загрузения от прочности бетона монолитных конструкций.

1. Общие требования.

1.1. Основным требованием при производстве работ является обеспечение неизменяемости конструкций в процессе монтажа и последующего выдерживания.

1.2. Применение данного способа приводит к значительному сокращению сроков возведения здания, а также уменьшению затрат на тепловое воздействие.

1.3. Ускоренное загрузение монолитных конструкций возможно при любом методе зимнего бетонирования, обеспечивающем минимальную начальную прочность бетона перед загрузением. Наиболее эффективным по регулированию роста прочности в условиях зимнего периода является применение противоморозных добавок, которые обеспечивают практически любой темп возведения одноэтажных, многоэтажных зданий и других сооружений при отрицательных температурах до -40°C .

1.4. Начальная прочность бетона перед загрузением определяется из основного требования по безопасному ведению работ. При назначении

величины начальной прочности должны быть учтены темп возведения здания и температура выдерживания бетона. Оптимальная величина прироста прочности бетона при загрузении достигается, если начальная прочность составляет 30...40 % от R_{28} при температурах выдерживания до -15°C .

1.5. Производство работ с применением ускоренного загрузения монолитных конструкций необходимо вести в соответствии с технологической картой, имеющей обязательный дополнительный раздел: расчёта основных технологических параметров выдерживания монолитных конструкций.

2. Последовательность расчёта технологических параметров ускоренного загрузения монолитных конструкций.

2.1. Анализируется конструктивная схема здания (сооружения) и осуществляется разбивка на этапы возведения:

а) для одноэтажных промышленных зданий такими этапами могут быть:

1-й - монтаж колонн и подкрановых балок;

2-й - монтаж ферм и плит покрытия;

3-й - монтаж стеновых панелей;

4-й - устройство кровли;

5-й - монтаж мостовых кранов;

6-й - эксплуатационное нагружение;

б) для многоэтажных зданий: монтаж несущих конструкций первого, второго и последующих этажей, а также стеновых панелей; если применяются колонны на два этажа, то соответственно по ярусам с учётом порядка монтажа отдельных конструкций.

Этапы монтажа корректируются с учётом начальной прочности монолитной конструкции и конкретной технологии возведения здания и сооружения. Расчётные схемы определяются для каждого этапа возведения.

2.2. Определяются значения усилий от действия внешних нагрузок в местах их приложения к загружаемым монолитным железобетонным

конструкциям (например, на обресе фундаментов). Нагрузки собираются с грузовой площади одной поперечной рамы, с учетом коэффициентов перегрузки в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85* [3].

2.3. Рассматривается несколько неблагоприятных сочетаний нагрузок (например, для фундамента под колонну – максимальная нормальная сила N и соответствующая ей поперечная сила Q и изгибающий момент – M , максимальный изгибающий момент и соответствующие ему N и Q).

В соответствии со СНиП 2.01.07-85* при расчёте фундаментов на основное сочетание, включающее одну кратковременную нагрузку, величина последней должна учитываться без снижения, а при расчёте на основные сочетания, включающие две и более кратковременных нагрузок, расчётные величины этих нагрузок должны умножаться на коэффициент сочетаний $n_c=0,9$.

2.4. Геометрические размеры фундаментов и армирование определяются на стадии проектирования в зависимости от конкретных грунтовых условий по основным сочетаниям эксплуатационного периода. При необходимости они корректируются. Также рассчитывается дополнительное армирование.

2.5. В соответствии со СНиП 2.03.01.-84* [4] определяются напряжения и прочность на каждом этапе возведения зданий и сооружений. Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчёта по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации (расчётам по прочности на местное действие нагрузок, а также по образованию и раскрытию трещин).

2.6. Строится диаграмма изменения напряжений в бетоне по этапам загрузки и определяется соответствующая им область требуемых значений прочности, согласно зависимости интенсивности загрузки от прочности бетона представленной на рисунке 1.

2.7. В соответствии с продолжительностью выполнения выбранных этапов возведения здания и требуемой прочности каждого из них, рассчитываются технологические параметры выдерживания монолитных

железобетонных конструкций. Технологические параметры рекомендуется рассчитывать в соответствии с требованиями "Временной инструкции по производству бетонных работ в зимних условиях на объектах Главюжуралстроя" [5].

3. Алгоритм расчёта напряжений и прочности бетона при ускоренном возведении зданий.

Напряжения, возникающие на этапах монтажа, определяются из расчёта железобетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй групп, в соответствии со СНиП 2.03.01.-84* [4].

3.1. Расчёт железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы (по прочности и на местное действие нагрузки: на местное сжатие и на продавливание).

3.1.1. Расчёт по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента.

Прямоугольные сечения изгибаемых элементов при отсутствии арматуры в верхней части рассчитывают из условия:

$$M_r \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x), \quad (1)$$

где R_b , b , x , h_0 – характеристики бетона и рассматриваемого сечения фундамента (см. рис.2, 3.);

M_r – момент внешних сил (отпор грунта), расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения.

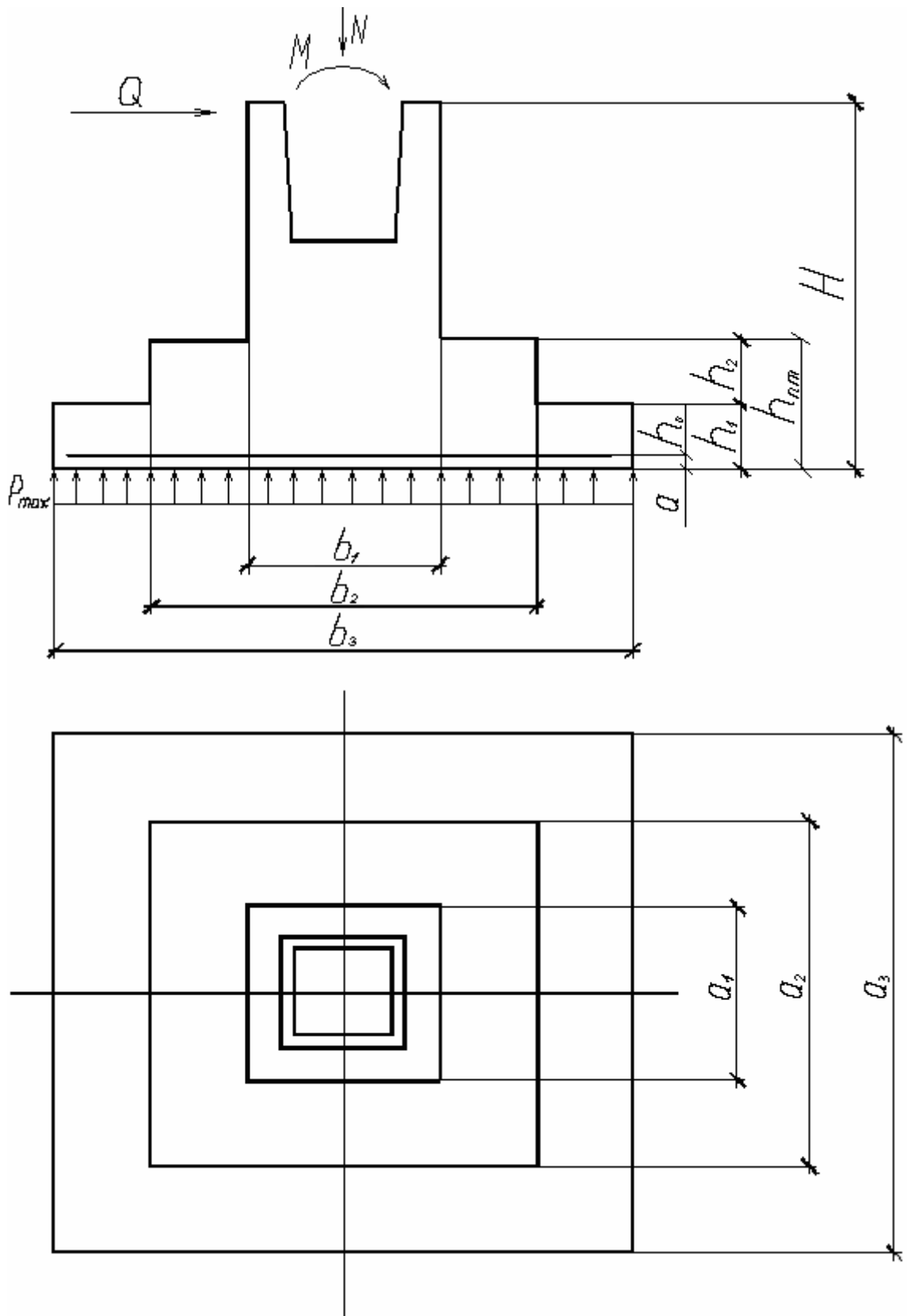


Рис. 2. Схема рассматриваемого фундамента и нагрузки действующие на него.

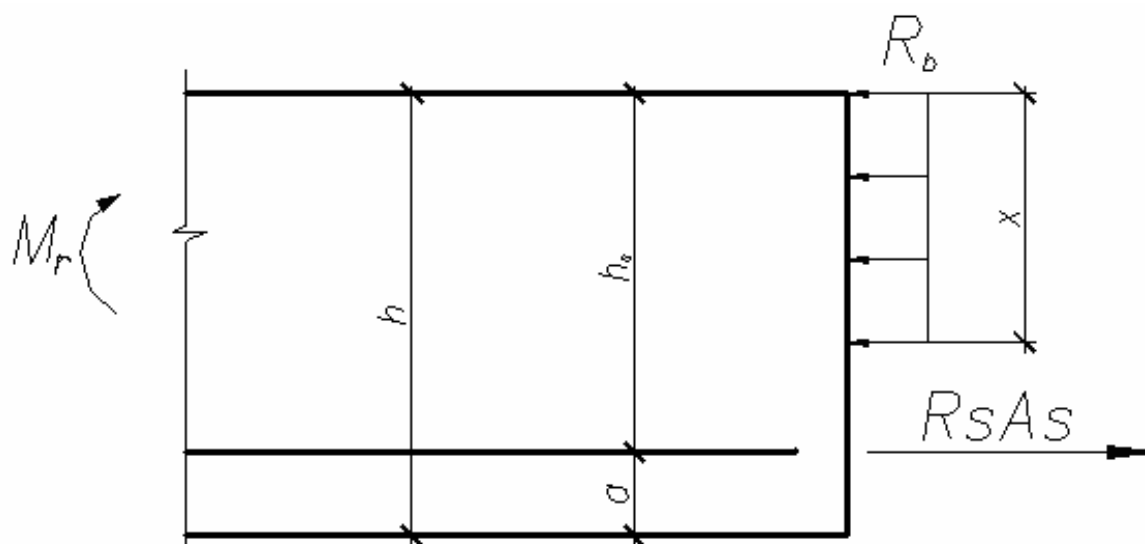


Рис. 3. Схема усилий в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете его по прочности.

В соответствии с расчётной схемой M_r определяется в зависимости от значений распределённой нагрузки, действующей на подошву фундамента по следующей зависимости:

$$M_r = p_{\max} \cdot F_0 \cdot c, \quad (2)$$

где F_0 – площадь действия распределённой нагрузки, расположенной по одну сторону от сечения;

c – плечо равнодействующей внешней нагрузки относительно рассматриваемого сечения;

p_{\max} – максимальное значение распределено нагрузки, действующей на подошву фундамента (отпор грунта):

$$P_{\max, \min} = \frac{N}{F} \pm \frac{M + Q \cdot H}{W}, \quad (3)$$

здесь N , M , Q – усилия, действующие на обресе фундамента;

H – высота фундамента;

$F = a \cdot b$ – площадь подошвы фундамента;

$W = \frac{a_3 \cdot b_3^2}{6}$ – момент сопротивления подошвы фундамента.

Высота сжатой зоны сечения - x определяется из формулы:

$$R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s = R_b \cdot b \cdot x \quad . \quad (4)$$

В случае отсутствия у монолитного железобетонного фундамента арматуры в верхней части сечения ступеней, формула (4) примет вид:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} \quad , \quad (4-1)$$

где R_b – расчётное сопротивление бетона сжатию, МПа;

R_s – расчётное сопротивление арматуры растяжению с учётом соответствующих коэффициентов условий работы арматуры, γ_{si} (таблица 24* [5]).

При определении площади сечения растянутой арматуры должно удовлетворяться условие $x \leq \xi_r \cdot h_0$, здесь ξ_r – относительная высота сжатой зоны бетона, определяется согласно п. 3.12 [5].

Учитывая выражения (1) и (4-1), значение расчётного сопротивления бетона выразится:

$$R_b = \frac{(R_s \cdot A_s)^2}{2 \cdot b \cdot (R_s A_s h_0 - M_r)} \quad . \quad (5)$$

При ускоренном нагружении монолитных конструкций полученные для каждого этапа нагружения значения R_b будут соответствовать напряжениям в бетоне, возникающим от действия внешних нагрузок $R_b = \sigma$. Соответствующие этим напряжениям значения прочности определяется из выражения интенсивности $\eta = \frac{\sigma}{R}$. Таким образом, требуемые значения прочностей бетона к моменту каждого этапа нагружения - R_{bi} , по рассчитываемому предельному состоянию, будут определяться из следующего выражения:

$$R_{bi} = \frac{(R_s \cdot A_s)^2}{2 \cdot b \cdot (R_s A_s h_0 - M_{ri})} \cdot \frac{1}{\eta} \quad (6)$$

В дальнейшем во всех формулах по расчёту прочностных характеристик бетона, полученных из СНиП 2.03.01-84* должна учитываться конкретная интенсивности загрузки η .

3.1.2. Расчёт на местное сжатие монолитных железобетонных фундаментов производится для подколонника и для всех ступеней от действия распределённой нагрузки. При этом должно удовлетворяться условие

$$N \leq \psi \cdot R_{b,loc} \cdot A_{loc1} \quad (7)$$

где N – продольная сжимающая сила от местной нагрузки, МПа · см²;

ψ – коэффициент, при равномерном распределении нагрузки – 0,1;

$R_{b,loc}$ – расчётное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле;

$$R_{b,loc} = \alpha \cdot \gamma_b \cdot R_b \quad (8)$$

здесь $\alpha \cdot \gamma_b \geq 1,0$; $\alpha = 1,0$ для бетонов, класс которых ниже В 25;

$\alpha = 13,5 \frac{R_{bi}}{R_b}$ для бетонов класса В 25 и выше,

но не более следующих значений для тяжелого бетона, классов:

выше В 7,5.....2,5

В 3,5; В 5; В 7,5.....1,5

R_b, R_{bt} – расчётные сопротивления бетона первой группы осевому сжатию и растяжению, принимаемые как для бетонных конструкций, МПа;

A_{loc1} – площадь смятия, определяемые согласно рис.4.

Учитывая выражения (7) и (8), получим прочность бетона (R_{bi}) на каждом этапе загрузки от местного сжатия.

$$R_{bi} = \frac{N_i}{\alpha \cdot \psi \cdot \varphi_b \cdot A_{loc1}} \cdot \frac{1}{\eta} \quad (9)$$

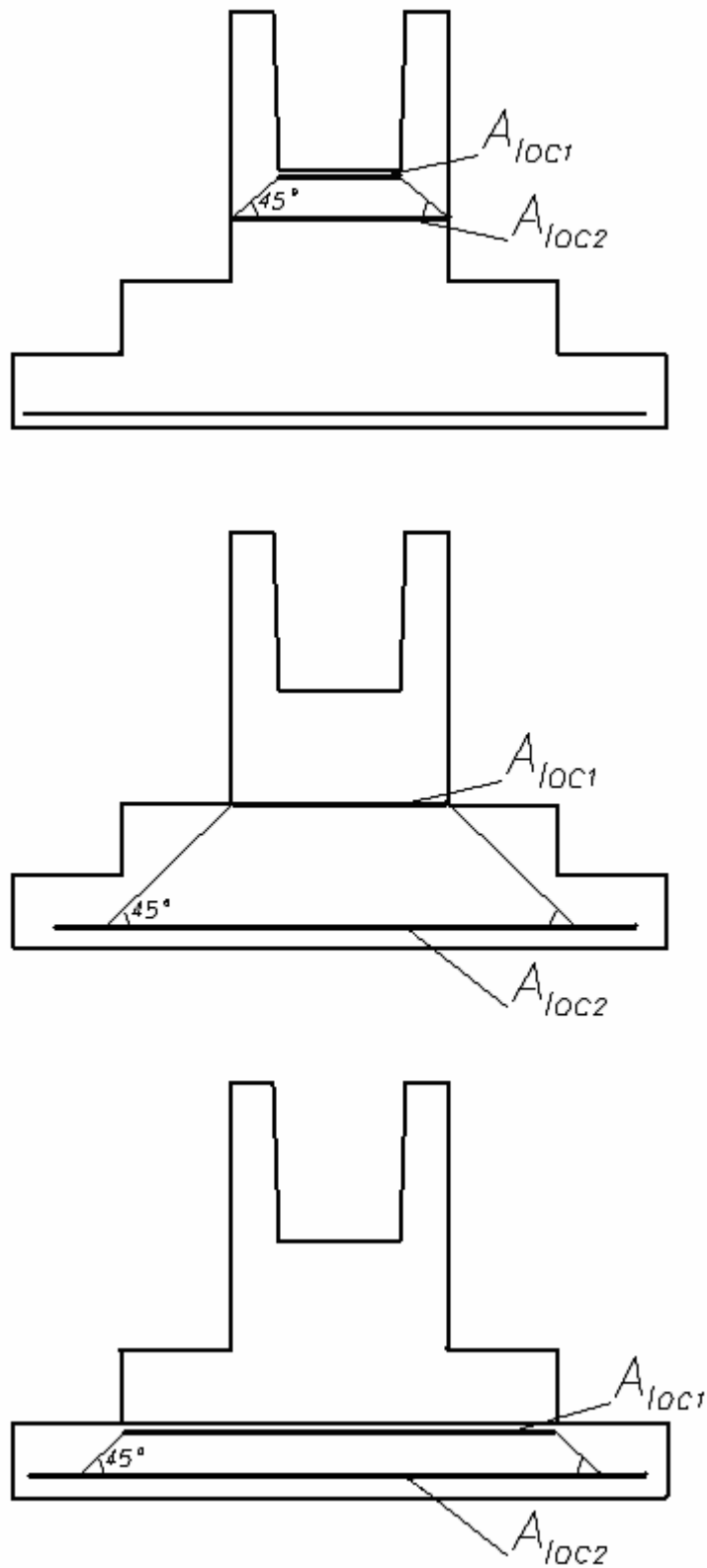


Рис. 4. Схема для расчёта монолитных железобетонных фундаментов на местное сжатие: при расчёте подколонника и ступеней фундамента (A_{loc1} – площадь смятия, A_{loc2} – расчётная площадь).

3.1.3. Расчёт на продавливание плитных конструкций от действия сил, равномерно – распределённых на ограниченной площади, должен производиться из условия:

$$F \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_0 \quad (10)$$

где F – продавливающая сила, МПа · см²;

α – коэффициент, принимаемый для тяжёлого бетона – 1,00;

U_m – среднеарифметическое значение периметров верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения.

При определении U_m предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонту (рис. 5.). Если пирамида продавливания выходит из раздела фундамента, то расчет необходимо проводить для его нижних частей.

Из формулы (10) получим значения прочности бетона для каждого этапа монтажа:

$$R_{bti} = \frac{F_i}{\alpha \cdot u_m \cdot h_0} \cdot \frac{1}{\eta} \quad (11)$$

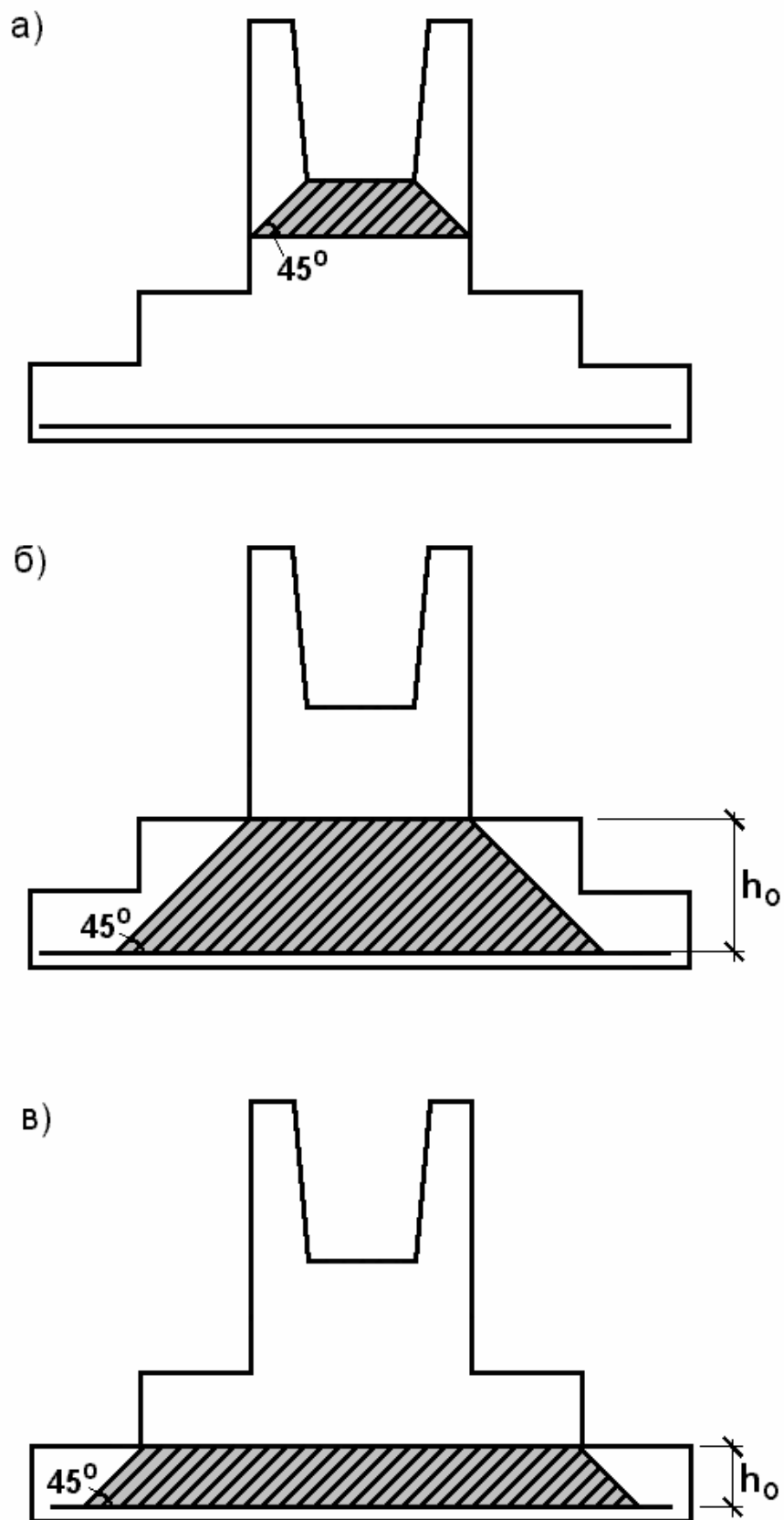


Рис. 5. Схема пирамиды продавливания: а – продавливание колонной дна стакана (пирамида продавливания вышла за пределы фундамента); б, в – продавливание различных ступеней плитной части фундамента.

3.2. Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы

3.2.1. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента производится из условия трещинообразования в результате действия отпора грунта на консольные части ступеней фундамента (рис. 6).

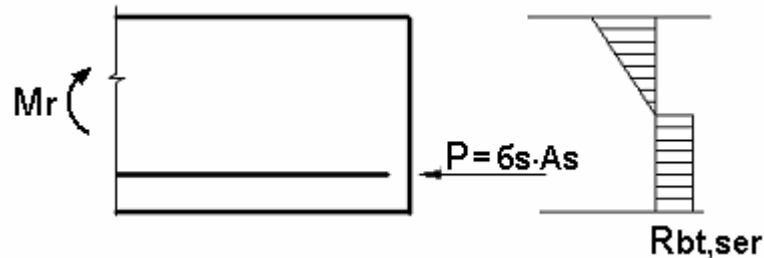


Рис. 6. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчёте его по образованию трещин.

При этом должно выполняться условие:

$$M_r \leq M_{cr} , \quad (12)$$

где M_r - момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения (определяется при расчете фундамента по предельным состояниям первой группы);

M_{cr} – момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин и определяемый по формуле:

$$M_{cr} = R_{bt, ser} \cdot W_{pl} \pm M_{гр} , \quad (13)$$

здесь $R_{bt, ser}$ - расчетное сопротивление бетона растяжению для предельных состояний второй группы, определяемое по максимальной прочности бетона, полученной в расчетах по предельным состояниям первой группы, из таблиц 12, 13 СНиПа [4];

$$W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{3,5} - \text{пластический момент рассматриваемого сечения};$$

$M_{гр}$ – момент усилия p , растягивающего арматуру от усадки бетона, и определяемого по формуле:

$$p = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} + \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s \quad (14)$$

При отсутствии предварительно-напряженной арматуры и арматуры в верхней части, имеем:

$$p = - \sigma_s \cdot A_s \quad (14-1)$$

Знак « - » означает, что в арматуре возникают растягивающие напряжения от усадки бетона. Усадка бетона по времени неодинакова. Принято считать, что окончательная усадка происходит через 100 дней, при этом в арматуре возникают растягивающие напряжения, табл. 5 [4]. При заранее известном сроке загрузки конструкции, максимальные напряжения от усадки необходимо умножать на коэффициент φ_1 , определяемый по формуле:

$$\varphi_1 = \frac{4 \cdot t}{100 + 3 \cdot t} \quad (15)$$

где t – время, отчисляемое с момента окончания бетонирования, сут.

Образование в конструкции трещин проверяем из соотношения:

$$M_{ri} \leq R_{bt, ser} \cdot W_{pl} - \sigma_{si} \cdot A_s \quad (16)$$

При выполнении этого соотношения трещин в конструкции не образуется. В противном случае необходимо выполнить проверку по ширине раскрытия трещин.

3.2.2. Расчет по ширине раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента определяют для всех этапов загрузки:

$$a_{cre} = \zeta \cdot \varphi_1 \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt[3]{d} \quad (17)$$

где ζ – коэффициент, принимаемый равным для внецентренно - растянутых элементов – 1,2;

φ_1 - коэффициент, определяемый по формуле: $\varphi_1 = 1,60 - 15 \cdot \mu$;

η – коэффициент, принимаемый равным – 1,0;

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, которые определяются в соответствии с п. 4.15. [4];

E_s – модуль упругости арматуры, МПа;

μ - коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры к площади сечения бетона, но не более 0,02;

d – диаметр арматуры, мм.

Ширину раскрытия трещины, определяемую для каждого этапа сравнивают с допустимыми значениями по таблице 2 [4].

Если ширина раскрытия трещины больше допустимых значений, то необходимо увеличить прочность бетона к началу каждого этапа ($R_{bt, ser}$) в формуле (14), или время начала определенного этапа (t) в формуле (16) и произвести повторный расчет по предельным состояниям второй группы.

Список литературы:

1. Саталкин А.В., Сенченко Б.А. Раннее нагружение бетона и железобетона в мостостроении. М., Автотрансиздат, 1956.
2. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 190 с.
3. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 58 с.
4. СНиП 2.03.01.-84* Бетонные и железобетонные конструкции. ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 155 с.
5. Временная инструкция по производству бетонных работ в зимних условиях на объектах Главюжуралстроя. – Челябинск: Министерство строительства предприятий тяжелой индустрии СССР "Главюжуралстрой", 1985. – 115 с.