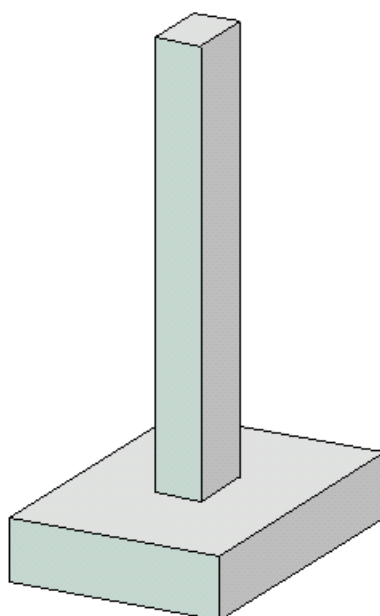


416 – Сталежелезобетонная колонна (сейсмика, пульсации ветра)



Программа предназначена для расчета одноярусной сталежелезобетонной колонны согласно СП 266.1325800 [1]. Программа ориентирована на расчет колонны с учетом сейсмических воздействий и пульсаций ветра. Усилия в колонне определяются при помощи линейного расчета по недеформированной схеме, влияние прогиба учитывается по методу условных критических сил.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент, имеющий упругие или абсолютно жесткие закрепления на одном или обоих краях. Условия закрепления формулируются для горизонтального перемещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. При расчете колонны применяется система координат x, y, z , начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось x направлена снизу вверх.

Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления. На рис.1 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции.

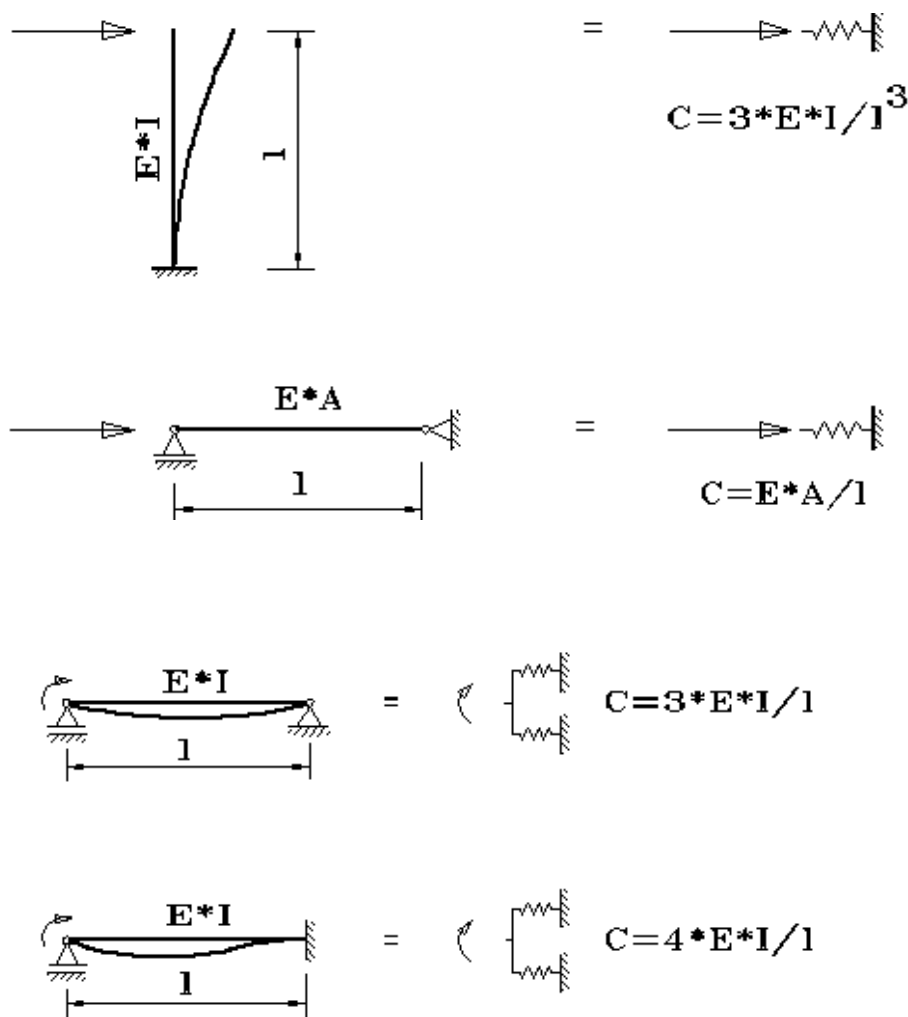


Рис. 1. Коэффициенты жесткости упругих связей

2. Сечение

Рассматриваются следующие сечения колонны: сечение с полностью обетонированным двутавром (рис.2), сечение с частично обетонированным двутавром (рис.3), прямоугольное и круглое трубобетонные сечения (рис.4).

В случае сечения с полностью обетонированным двутавром и в случае прямоугольного трубобетонного сечения рассматриваются две схемы армирования: 1) арматура размещается в углах сечения, 2) арматура равномерно размещается вдоль контура сечения. Допускается отсутствие гибкой арматуры.

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или может задаваться сварным. В случае полностью обетонированного двутавра учитывается вытеснение бетона сечением двутавра.

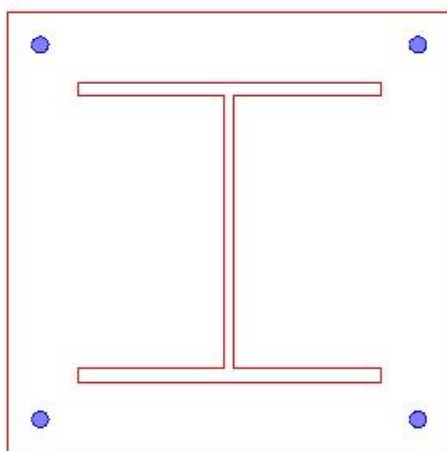


Рис. 2. Сечение с полностью обетонированным двутавром

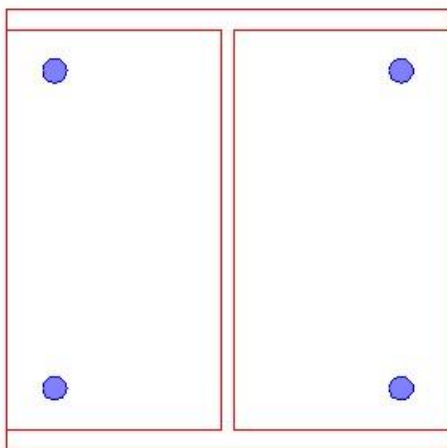


Рис. 3. Сечение с частично обетонированным двутавром

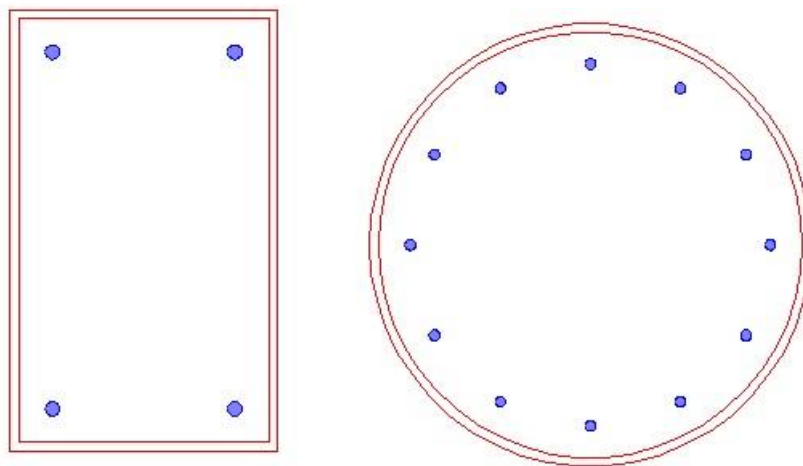


Рис. 4. Трубобетонные сечения

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.5. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

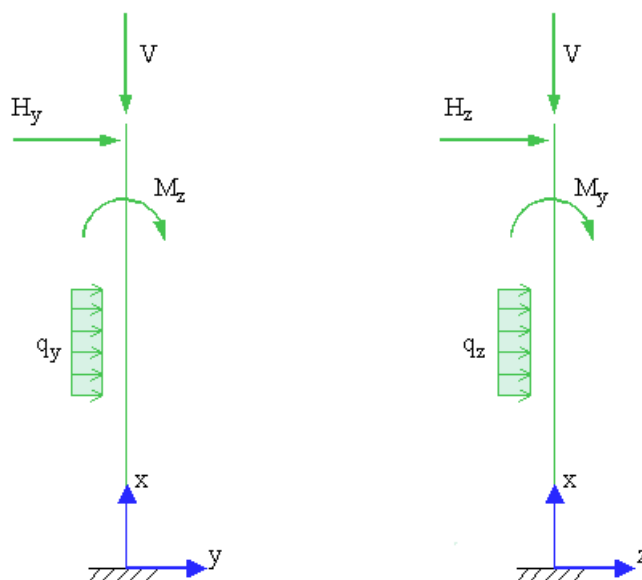


Рис. 5. Положительные направления нагрузок

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно [3]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные, особые и сейсмические. При наличии особых и/или сейсмических нагрузок наряду с основными комбинациями генерируются также особые и/или сейсмические комбинации.

При задании нагружения колонны от действия ветра сначала вводятся нагрузки, обусловленные средней составляющей ветрового давления, а затем – нагрузки, соответствующие разложению пульсационной составляющей по формам колебаний конструкции и определенные при помощи динамического расчета.

4. Расчет

Расчет усилий в колонне проводится в предположении линейного деформирования бетона, гибкой и жесткой арматуры. Усилия, обусловленные пульсациями ветра, вычисляются по формуле вида

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}$$

где N_i – усилия, соответствующие i -й форме колебаний конструкции, n – число учитываемых форм колебаний. Вычисленное значение N_p принимается с тем знаком $(+,-)$, который имеет наибольшее по модулю значение N_i . Ветровое нагружение представляется в виде совокупности двух нагружений, для одного из которых усилия принимаются равными $N + N_p$, а для другого – равными $N - N_p$, где N – усилие от средней составляющей ветрового давления.

Усилия от сейсмического воздействия согласно [4] вычисляются аналогичным образом по нагрузкам, соответствующим формам колебаний. Сейсмическая нагрузка всегда принимается знакопеременной.

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η , который вычисляется по формуле [1], (7.6)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

где N – продольная сила, N_{cr} – критическая сила, которая определяется согласно [1], (7.7)

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2}$$

где D – жесткость колонны, l_0 – расчетная длина колонны. Жесткость колонны вычисляется согласно [1], Приложение Г по формуле

$$D = \frac{0.15E_{b1}I_b}{\varphi_l(0.3 + \delta_e)} + 0.7(E_s I_s + EI_{st})$$

Здесь $E_{b1} = k_1 E_b$; E_b, E_s, E – модули упругости бетона, гибкой арматуры и конструкционной стали; I_b, I_s, I_{st} – моменты инерции площади бетонного сечения, площади сечения арматуры и площади сечения стального профиля относительно центральной оси приведенного сечения, $\delta_e = e_0 / h$ – относительный эксцентриситет продольной силы, h – высота сечения в плоскости изгиба, $\varphi_l = 1 + M_{l1} / M_1$ – параметр, учитывающий длительное

действие нагрузки. При непродолжительном действии нагрузки $k_1 = 0.85$, при продолжительном действии нагрузки $k_1 = 1/(1 + \varphi_{b,cr})$.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения. При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a [1], 7.1.1.5. При расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a , если $\frac{M}{N} < e_a$.

Моменты M_1, M_{1l} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки. При определении N_l, M_l в расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам k_l .

Расчетная длина l_0 в каждой координатной плоскости определяется по формуле $l_0 = \pi[EI/(\eta_*N)]^{1/2}$, где η_* – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе, EI – изгибная жесткость сечения. Коэффициент η_* отыскивается путем решения задачи об упругой устойчивости колонны при заданных краевых условиях. В программе предусмотрена возможность ввода l_0 .

При определении предельных усилий применяются диаграммы деформирования. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для гибкой арматуры в зависимости от ее класса применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация принимается равной $\gamma_c R_y / E$. В противном случае предельная деформация конструкционной стали может быть задана любым значением, не превышающим 25 промилле.

В случае круглого трубобетонного сечения предусмотрена корректировка сопротивления сжатого бетона и сопротивления при сжатии металла трубы согласно [1], 7.2.1.2 и 7.2.1.3.

Литература

1. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования»
2. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»
3. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»
4. СП 14.13330.2018 «СНиП II-7-81* Строительство в сейсмических районах»