

423 – Усиление ж/б колонны композитной арматурой



Программа предназначена для проектирования усиления железобетонной колонны путём устройства внешнего армирования композитным материалом согласно СП 164.1325800.2014 [1] и СП 63.13330.2018 [2]. Расчёт по прочности колонны, усиленной армированием в поперечном направлении, проводится на основе нелинейной деформационной модели с учётом повышения расчётного сопротивления бетона при объёмном напряжённом состоянии.

1. Расчётная схема и нагрузки

Рассматривается одноярусная железобетонная колонна. Расчётная схема колонны представляет собой стержневой элемент, имеющий закрепления на одном или обоих краях (рис.1). Условия закрепления формулируются для горизонтального смещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. При расчёте колонны применяется система координат xuz , начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось x направлена снизу вверх. Предполагается, что вертикальная сила воспринимается в нижней опоре.

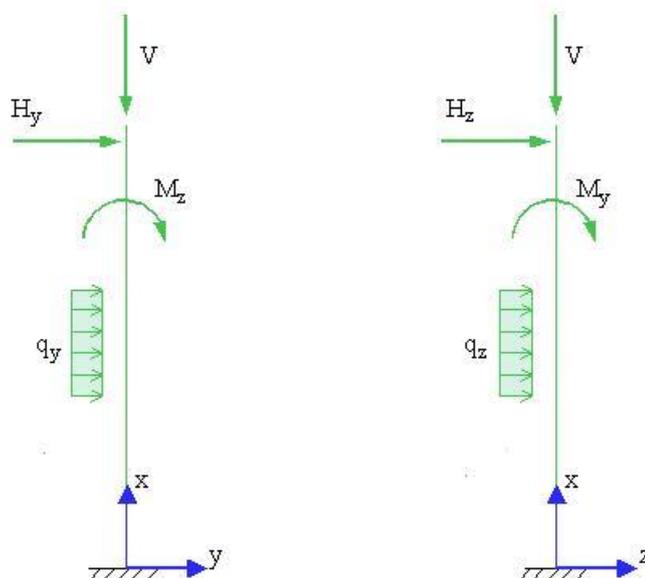


Рис. 1. Расчётная схема и нагрузки

Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные и кратковременные и комбинируются согласно [3]. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учётом коэффициентов надёжности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учётом двух и более временных нагрузок. Из множества комбинаций нагрузок выбирается такая комбинация, для которой коэффициент надёжности по предельным усилиям γ_u имеет наименьшее значение. Для выбранной комбинации нагрузок определяется требуемая площадь поперечного сечения обоймы из композитного материала.

Сечения колонны могут быть прямоугольными или круговыми (рис.2). Для прямоугольного сечения задаётся радиус закругления углов. Стальная арматура в прямоугольном сечении может быть расположена в углах или по контуру.

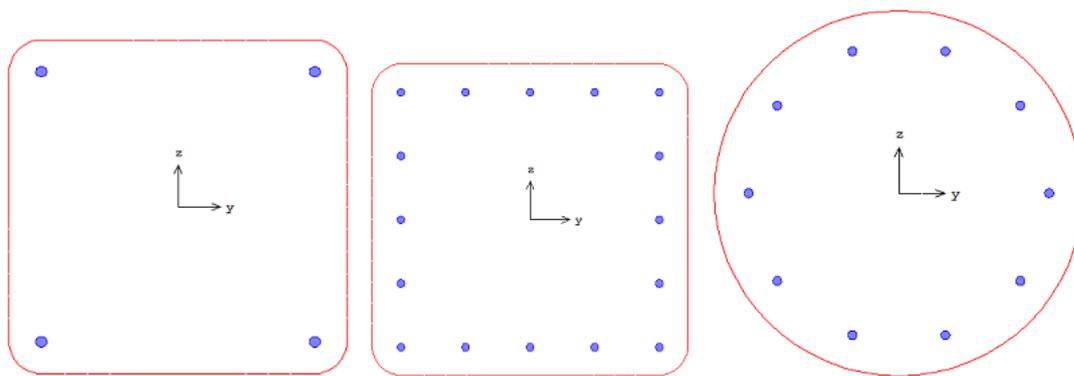


Рис. 2. Сечения

2. Расчёт

Расчёт по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели согласно [1],6.3.1 и [2],8.1.20. В качестве расчётной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трёхлинейная диаграмма согласно [2],6.1.20. Для стальной арматуры в зависимости от ее класса применяется двухлинейная или трёхлинейная диаграмма согласно [2],6.2.14, 6.2.15.

Для композитной арматуры задаются следующие данные: тип композита (углекомпозит или стеклокомпозит), условия эксплуатации конструкции, толщина одного слоя композита, а также наибольшее число слоёв композита, которое применяется при определении требуемой композитной арматуры. Расчётное сопротивление композита R_f определяется по заданному значению нормативного сопротивления $R_{f,n}$ по формуле [1],(5.1). Согласно [1],6.2.15 полагается $\gamma_{f2} = 1$.

При устройстве обоймы из композитного материала расчётное сопротивление бетона при сжатии вычисляется по формуле

$$R_{b3} = R_b + k_{ef} k_e R_f \mu_f$$

Здесь $\mu_f = A_f / A$ - коэффициент армирования, k_{ef} - коэффициент эффективности обоймы, k_e - коэффициент, учитывающий наличие разрывов по высоте обоймы. Площадь поперечного сечения обоймы определяется по формуле

$$A_f = n_f t_f u$$

где n_f - число слоёв композита, t_f - толщина одного слоя композита, u - периметр сечения.

Для прямоугольного сечения со сторонами b, h и с радиусом закругления углов r коэффициент эффективности обоймы выражается по формуле

$$k_{ef} = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{2bh}$$

Коэффициент эффективности обоймы k_{ef} полагается равным нулю при $b > 90$ см или $h > 90$ см, а также при $h/b > 1,5$ или $b/h > 1,5$. Также $k_{ef} = 0$, если $\frac{\eta M_y}{hN} > 0,1$ или $\frac{\eta M_z}{bN} > 0,1$, где M_y, M_z - изгибающие моменты относительно осей y и z , определённые по недеформированной схеме, N - продольная сила, η - коэффициент учёта влияния прогиба.

В случае кругового сечения $k_{ef} = 1$. При $\frac{\eta M_y}{DN} > 0,1$ или $\frac{\eta M_z}{DN} > 0,1$ (где D - диаметр сечения) полагается $k_{ef} = 0$.

Коэффициент k_e вычисляется по формуле

$$k_e = \left(1 - \frac{s_w}{2D}\right)^2$$

где s_w - расстояние между отдельными витками обоймы, D - диаметр кругового сечения.

При рассмотрении прямоугольного сечения принимается $D = \sqrt{h^2 + b^2} - 2r$.

При расчёте колонны с использованием диаграмм деформирования сжатого бетона и стальной арматуры согласно [1], 6.3.15 изменяются значения деформационных характеристик диаграммы бетона ε_{b0} и ε_{b2} (рис.3).

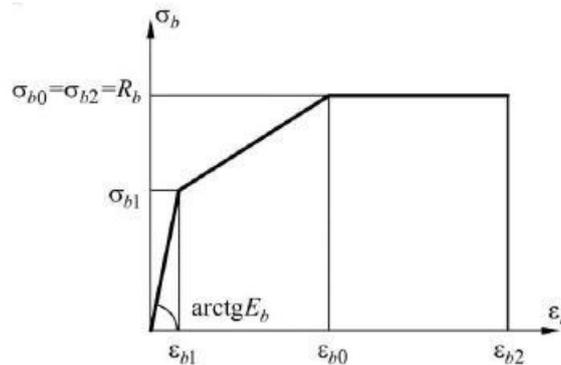


Рис. 3. Диаграмма деформирования сжатого бетона

Значение ε_{b0} заменяется значением

$$\varepsilon_{b3} = \varepsilon_{b0} + 2\mu_f R_f / E_b$$

Значение ε_{b2} умножается на отношение $\varepsilon_{b3} / \varepsilon_{b0}$.

При определении расчётных значений изгибающих моментов в колонне учитывается влияние вертикальной нагрузки на изгиб колонны. Приращения изгибающих моментов, обусловленные действием вертикальной нагрузки, зависят от прогибов. Если в одной из координатных плоскостей прогиб колонны стеснён или невозможен (например, из-за примыкания стены), то расчёт в этой плоскости проводится без учёта влияния прогиба.

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчётного момента учитывается путём умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η , который выражается формулой

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

где N_{cr} - критическая сила, определяемая по формуле

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

Здесь D - жёсткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. Формула для жёсткости имеет вид

$$D = \frac{0.15E_b I_b}{\varphi_l (0.3 + \delta_e)} + 0.7E_s I_s$$

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади арматуры относительно центральной оси 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 определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a . При расчёте колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчёте 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_{l1} 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 расчёт ставятся постоянные нагрузки, длительные нагрузки, а также длительные части кратковременных нагрузок.

Расчетная длина l_0 в каждой координатной плоскости определяется по формуле $l_0 = \pi \sqrt{\frac{E_b I_b}{\eta_* N}}$, где η_* – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_* отыскивается путём решения задачи об упругой устойчивости колонны при заданных краевых условиях. В программе предусмотрена возможность ввода l_0 .

При проверке несущей способности колонны предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам

$$N_u = \gamma_u \cdot N, M_{yu} = \gamma_u \cdot M_y, M_{zu} = \gamma_u \cdot M_z$$

Прочность сечения обеспечена при $\gamma_u \geq 1$. Ошибки при расчёте предельных усилий выводятся тогда, когда они превышают 1%.

Литература

1. СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. 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»