

диафрагмы №1 обеспечивается с небольшим запасом, а для диафрагмы №9 – по главным зависимостям $N \sim Q$ и $N \sim M$.

В результате расчета также определяется предельная сдвиговая прочность $\bar{N}, \bar{Q}, \bar{M}$ железобетонных диафрагм при совместном действии усилий N_i, Q_i, M_i (табл.2).

Таблица 2

Сводная таблица результатов исследования

Сейсмика, баллы	№ диафраг мы	Задаваемые нагрузки			Процент армирования				Предельные нагрузки			Коэффи- циент запаса по зависимостям			
		N, тс	Q, тс	M, тсм	Fx,%		Fz,%		N, тс	Q, тс	M, тсм	При Fmax		При Fmin	
					max	min	max	min				N-Q	N-M	N-Q	N-M
7	1	-312	107	1395	0.16	0.1	0.37	0.1	-2194	264	4141	2	2.3	1.6	1.5
	9	-252	89	1055	0.38	0.1	0.4	0.1	-1510	173	2154	1.9	2.5	1.1	1.2
8	1	-312	210	2757	0.4	0.38	1	0.41	1921	261	3429	1.8	1.5	1.3	1.2
	9	-252	176	2095	0.65	0.48	1.2	0.47	-1314	180	2124	1.3	1.4	1	1.1

ВЫВОДЫ

1. В максимальной точке армирования при сейсмике в 7 и 8 баллов запас прочности больше в 1,5 раза. В центральной точке диафрагмы этот коэффициент близок к единице, что указывает на соответствие заданных нагрузок и несущей способности диафрагмы при сдвиге.

2. В расчетах не учитывается перераспределение усилий в диафрагме. Для назначения оптимального армирования необходимо продолжить исследования на нелинейной модели диафрагмы.

ЛИТЕРАТУРА

1. МОНОМАХ. Программный комплекс проектирования железобетонных конструкций многоэтажных каркасных зданий. Руководство пользователя. / [Юсипенко С.В., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Рассказов А.А.]. – К: издательство «Факт», 2005. – 250с
2. Максименко В.П. Воскресенская Ю.В. Марьенков Н.Г. Инженерные методики оценки предельного состояния диафрагм жесткости при сейсмических воздействиях «Будівельні конструкції» - Київ:НДІБК, Вип.69, 2008, стр.637-645.

УДК 624.016:624.042.7.

ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ РАМНЫХ КАРКАСОВ

Ажермачев Г.А., к.т.н., профессор, Перминов Д.А., аспирант, Грошева Д.А., студентка гр. ПГС-531

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Рассматривается конструктивное решение рамных узлов стального каркаса с колоннами коробчатого сечения и двутавровыми ригелями. На опоре, в месте примыкания ригеля к колонне, увеличивается сечение ригеля при помощи вута. Такое конструктивное решение снижает металлоемкость каркаса и уменьшения максимальных напряжений в сварных швах в месте примыкания ригеля к колонне.

Сейсмостойкость, рамные узлы, элементы, напряжения, концентраторы напряжений, диафрагмы, ребра

ВВЕДЕНИЕ

В соответствии с новыми нормами на проектирование сейсмостойких сооружений [1] в отдельных регионах Украины повышены нормативные требования при проектировании новых и перерасчете существующих зданий и сооружений по сравнению с существующими

ранее нормами [2]. Результаты сравнительных расчетов на сейсмостойкость по новой методике и ранее существующей показывают, что сейсмические воздействия могут отличаться в 1,3÷2,4 раза в большую сторону.

Естественно при разработке проектов новых сооружений и перерасчете существующих это следует учитывать.

Цель исследования – повышение сейсмостойкости каркасов зданий и сооружений и снижение металлоемкости.

Сейсмостойкость основных несущих конструкций зданий и сооружений можно повысить многими путями. Для зданий со стальными каркасами считают, что хороший эффект может быть получен при учете пластических деформаций, но только в некоторых элементах и заданных сечениях. Развитие пластических деформаций можно допустить только в растянутых и изгибаемых элементах, но не в сжатых элементах и сварных соединениях.

В практике сейсмостойкого строительства широкое применение находят стальные рамные каркасы. Одним из недостатков этой конструктивной схемы является то, что максимальный изгибающий момент в ригеле и максимальная поперечная сила находятся в одном сечении – в зоне примыкания ригеля к колонне.

Как правило, прикрепление ригеля к колонне выполняется на монтаже при помощи сварки. Если при статических нагрузках такие соединения достаточно надежны, то при сейсмических воздействиях в зоне сварных швов могут наблюдаться переменные усилия, значительно превышающие расчетные, особенно при резонансных явлениях, а это может вызвать хрупкое разрушение сварных соединений [4]. К тому же концентраторы напряжений, вызванные сваркой и конструктивным решением узлов соединения элементов, это еще больше усугубляет.

Поэтому при проектировании стальных рамных сейсмостойких каркасов необходимо решить, как минимум, две задачи:

Не допустить в ригеле, в зоне соединения его с колонной, высоких напряжений в сварных швах.

Снизить металлоемкость каркаса.

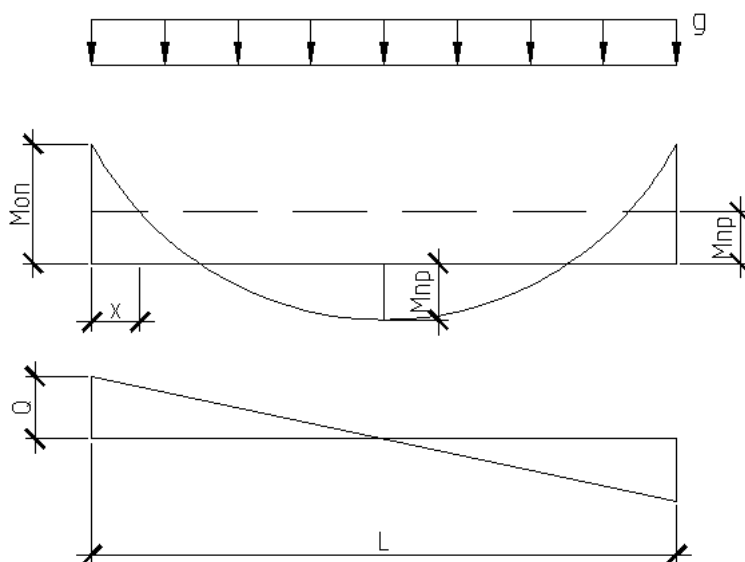


Рис. 1. Расчетная схема ригеля.

Для решения первой задачи, учитывая, что здесь нельзя допускать развитие пластических деформаций, необходимо иметь сечение ригеля, обеспечивающее напряжения, не превышающие расчетные сопротивления. Поэтому сечение ригеля определяют по максимальному опорному моменту, в то время как на основной части пролета изгибающий момент значительно меньше. Конечно, это ведет к значительному перерасходу материала на ригеля.

Рассмотрим распределение усилий по длине ригеля. Расчетная схема ригеля рамного каркаса представляет собой однопролетную балку с защемленными концами (рис. 1).

Максимальный изгибающий момент находится на опоре (M_{on}) и он значительно больше пролетного изгибающего момента (M_{np}).

В тоже время значение изгибающего опорного момента быстро уменьшается в пролете. Определим сечение ригеля по пролетному моменту M_{np} , т.е.

$$W_{np} = \frac{M_{np}}{R_y \gamma_c} \quad (1)$$

Однако это сечение удовлетворяет требованиям прочности только до сечения, находящегося на расстоянии x от опоры, а ближе к опоре в ригеле будут напряжения выше расчетного сопротивления материала, и максимальные будут у опоры, в зоне сварных швов. Значит в этой зоне, для обеспечения условия, что напряжения не должны превышать расчетного сопротивления, необходимо иметь другой момент сопротивления, т.е.

$$W_{on} = \frac{M_{on}}{R_y \gamma_c} \quad (2)$$

Опорный момент M_{on} больше пролетного M_{np} . Поэтому в опорной части ригеля его сечение должно быть больше. Это можно сделать за счет устройства вута (рис.2)[5, 6]. Как было отмечено ранее несущая способность сечения пролетной части обеспечивается до расстояния x от колонны.

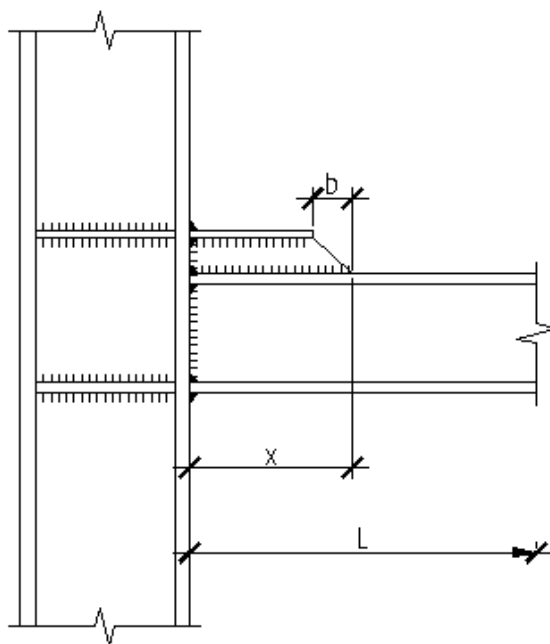


Рис. 2. Конструктивное решение рамного узла стального каркаса.

Определим расстояние x . Уравнение эпюры моментов ригеля [5]:

$$M_x = -\frac{Pl^2}{12} \left(1 - 6\frac{x}{l} + 6\frac{x^2}{l^2} \right) \quad (3)$$

Максимальный пролетный момент M_{np} в середине пролета $L/2$:

$$M_{np} = \sigma_r W - \frac{Pl^2}{24} \quad (4)$$

$$-\frac{Pl^2}{12}\left(1-6\frac{x}{l}+6\frac{x^2}{l^2}\right)=\sigma_T W - \frac{Pl^2}{24} \quad (5)$$

Раскроем скобки и приведем подобные слагаемые:

$$\frac{P}{2}x^2 - \frac{Pl}{2}x + \frac{Pl^2}{24} + \sigma_T W = 0 \quad (6)$$

Найдем корни квадратного уравнения:

$$x_{1,2} = \frac{l}{2} \pm \frac{\sqrt{\frac{P^2 l^2}{6} - 2P\sigma_T W}}{P} \quad (7)$$

При расстоянии меньше x в пролетном сечении ригеля будут наблюдаться пластические деформации, но до зоны $x-b$, т.к. вертикальная стенка вута мало увеличивает момент сопротивления, но левее зоны $x-b$, где установлена горизонтальная пластина, момент сопротивления сечения ригеля резко увеличивается и там будут только напряжения, не превышающие расчетного сопротивления. Зона пластических деформаций определяется размером b , это будет барьер для повышения напряжений у опоры.

В этом случае решается и второй вопрос – снижение металлоемкости.

ВЫВОДЫ

1. Снижение максимальных напряжений в зоне сопряжения ригеля с колонной, путем увеличения сечения ригеля на опоре за счет вута.
2. Уменьшение сечения ригеля в пролете и как следствие снижение металлоемкости.
3. Обозначение места образования пластического шарнира.
4. Повышение сейсмостойкости и надежности стальных каркасов.

ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины, 2006. – 83 с.
2. СНиП-23-81*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.- М.ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
3. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций: справочное пособие, 2-е изд. – К.: Будівельник, 1984 – 368 с.
4. Металлические конструкции под ред. Е.И. Беленя, 6-е изд.-М.: Стройиздат, 1986 – 560 с.
5. Улицкий И.И., Ривкин С.А., Самолетов М.В., Дыховичный А.А., Френкель М.М., Кретов В.И. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Изд. третье, переработанное и дополненное. – Киев: «Будівельник», 1972. – 992 с.

УДК 000.000

О РАСПРЕДЕЛЕНИИ КАСАТЕЛЬНЫХ УСИЛИЙ В СВАРНОМ ФЛАНГОВОМ ШВЕ СТЕРЖНЯ, ПРИВАРЕННОГО К ЖЕСТКОМУ ЭЛЕМЕНТУ

Ажермачёв Г.А., к.т.н., профессор, Меннанов Э.М., ассистент

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Рассматривается характер распределения касательных усилий вдоль флангового сварного шва при прикреплении стержня к жесткому элементу. Полученная зависимость показывает, что касательные усилия во фланговом сварном шве возрастает вдоль прикрепленного стержня и их пик находится в конце шва.

Стержень, сварной шов, удлинения, сила, сдвиг, касательные усилия

Введение. Сварные соединения с фланговыми швами широко применяются в строительной практике. Они удобны в выполнении и достаточно хорошо зарекомендовали