

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Казанский государственный архитектурно-строительный университет»

Кафедра металлических конструкций и испытания сооружений

РАСЧЁТ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

для проведения практических занятий по дисциплине
«Динамический расчёт зданий и сооружений» для профиля
«Промышленное и гражданское строительство»
направления подготовки 08.03.01+ «Строительство».

Часть 1

Казань
2015 г.

Составители: доцент кафедры МКиИС Юманов В.А., доц. кафедры ОФДСиИГ Нуриева Д.М.

Расчёт каркасных зданий на сейсмические нагрузки. Методические указания для проведения практических занятий по дисциплине «Динамический расчёт зданий и сооружений» по специальности «Промышленное и гражданское строительство». Часть 1.

В методических указаниях приведены общие положения нормативного метода расчёта каркасных зданий на сейсмические нагрузки. Рассмотрены примеры расчёта.

Рецензент: доц. каф. строительной механики, к.т.н. Лукашенко В.И.

- © Казанский государственный архитектурно-строительный университет, 2015
- © Юманов В.А., Нуриева Д.М., 2015

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
1. НОРМАТИВНЫЙ МЕТОД РАСЧЁТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ.	5
1.1. Основные расчётные положения.	5
1.2. Определение сейсмичности района строительства.	7
1.3. Определение сейсмичности площадки строительства.	7
1.4. Формирование динамической расчётной динамической схемы каркаса.	9
1.5. Определение периодов, частот и форм собственных колеба- ний каркаса.	12
1.6. Определение расчётных сейсмических сил, действующих на каркас.	15
1.7. Определение усилий в элементах каркаса от действия сей- смических сил.	19
1.8. Определение усилий в элементах каркаса от особого сочета- ния нагрузок.....	19
2. ПРИМЕР РАСЧЁТА МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО БЕСКРАНОВОГО ЗДАНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК.....	20
2.1. Исходные данные.	20
2.2. Определение сейсмичности строительной площадки.....	21
2.3. Определение сейсмических нагрузок, действующих на здание.	21
2.4. Определение сейсмической силы, действующей на попереч- ную раму.....	25
2.5. Определение усилия в раме от действия сейсмической нагруз- ки.....	27
2.6. Исходные данные к расчёту одноэтажного производственного здания	29
ЛИТЕРАТУРА.	31

ВВЕДЕНИЕ

Обеспечение сейсмостойкости зданий и сооружений всегда являлось одной из основных задач при проектировании и возведении зданий и сооружений в сейсмоопасных районах. В последнее время её актуальность существенно возросла в связи с участвовавшими случаями землетрясений, с большими человеческими жертвами и огромным материальным ущербом.

В России более 30% территории являются сейсмоопасными с расчетной интенсивностью землетрясений 7 – 9 баллов. Кроме того, новая нормативная карта сейсмического районирования Российской Федерации ОСР – 97 “Общее сейсмическое районирование территории РФ”, введенная в действие в феврале 1998 г., наглядно подтверждает тенденцию увеличения таких районов. В последнее время повышена фоновая сейсмичность в Забайкалье, в районах Северного Кавказа, на Сахалине, у побережья Черного моря. Проблема коснулась и Татарстана. Если раньше сейсмическая опасность здесь оценивалась в 4-5 баллов, то согласно новой карте она увеличилась до 6-7. Главная причина повышения сейсмической опасности на территории Татарстана связана с активной разработкой месторождений нефти и развитием карстовых процессов.

В связи с этим становится актуальной разработка антисейсмических мероприятий для обеспечения способности зданиями воспринимать землетрясения ожидаемой интенсивности с минимальным ущербом.

В настоящих методических указаниях приводятся сведения о нормативном методе расчета зданий и сооружений на сейсмические воздействия. Методические указания состоят из двух частей. В первой части даны теоретические основы расчета, включающие в себя определение сейсмичности площадки строительства, выбор расчетной модели здания, определение сейсмических сил и усилий от их воздействия. Рассмотрен пример расчета металлического каркаса одноэтажного производственного бескранового здания. Во второй части методических указаний представлен пример расчета металлического каркаса многоэтажного здания.

1. НОРМАТИВНЫЙ МЕТОД РАСЧЁТА ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

1.1. Основные расчётные положения

Расчёт зданий и сооружений на сейсмические нагрузки производится на основе СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» (актуализированного СНиП II-7-81*) [1].

Согласно [1] расчет конструкций и оснований на сейсмические нагрузки необходимо производить при проектировании зданий, возводимых на площадках с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов. На площадках, сейсмичность которых превышает 9 баллов, возводить здания и сооружения, как правило, не допускается. При необходимости строительство на таких площадках допускается по специальным техническим условиям.

Расчет конструкций зданий и сооружений, проектируемых для строительства в сейсмических районах, необходимо выполнять на основные и особые сочетания нагрузок. В состав последних включаются постоянные, 1-2 временные и особая (сейсмическая) нагрузки. При этом значения расчетных нагрузок следует умножать на коэффициенты сочетаний, принимаемые по таблице 1.1.

Таблица 1.1

Вид нагрузок	Коэффициент сочетания n_c
постоянная	0,9
временная длительная	0,8
временная кратковременная	0,5

Горизонтальные нагрузки от масс на гибких подвесках, температурные климатические воздействия, ветровые нагрузки, динамические воздействия от оборудования и транспорта, тормозные и боковые усилия от движения кранов в особое сочетание нагрузок не включаются.

Расчётную горизонтальную сейсмическую нагрузку от веса мостовых кранов следует учитывать в направлении, перпендикулярном к оси подкрановых балок. Снижение крановых нагрузок, предусмотренное СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», при этом не учитывается.

Сейсмические воздействия могут иметь любое направление в пространстве. Для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением расчётные сейсмические нагрузки следует принимать действующими горизонтально в направлении их продольной и поперечной осей. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует учитывать отдельно.

Расчётные сейсмические нагрузки на здания и сооружения, имеющие сложное конструктивно-планировочное решение, следует определять с применением пространственных расчётных динамических моделей зданий и с учётом пространственного характера сейсмических воздействий.

Конструктивно-планировочное решение зданий и сооружений считается простым, если выполняются все нижеперечисленные условия:

а) первая и вторая формы собственных колебаний сооружения не являются крутильными относительно вертикальной оси;

б) максимальное и среднее значения горизонтальных смещений каждого перекрытия по любой из поступательных форм собственных колебаний сооружения различаются не более чем на 10%;

в) значения периодов всех учитываемых форм собственных колебаний должны отличаться друг от друга не менее чем на 10%;

г) в перекрытиях отсутствуют большие проемы, ослабляющие диски перекрытий;

д) конструктивные особенности соответствуют требованиям таблицы 7 [1].

При выполнении расчётов сооружений с учетом сейсмических воздействий следует применять две расчётные ситуации:

а) сейсмические нагрузки соответствуют уровню ПЗ (проектное землетрясение). Целью расчётов на воздействие ПЗ является предотвращение частичной или полной потери эксплуатационных свойств сооружением. Расчётные модели сооружений следует принимать соответствующими упругой области деформирования. Эти расчёты выполняются для всех зданий и сооружений.

б) сейсмические нагрузки соответствуют уровню МРЗ (максимальное расчётное землетрясение). Целью расчётов на воздействие МРЗ является предотвращение глобального обрушения сооружения или его частей, создающего угрозу безопасности людей. Формирование расчётных моделей сооружений следует проводить с учётом возможности развития в несущих и ненесущих элементах конструкций неупругих деформаций и локальных хрупких разрушений. Эти расчёты выполняются для зданий, перечисленных в табл. 3 [1].

Расчёт зданий на сейсмические воздействия, соответствующие уровню ПЗ, производится в следующей последовательности:

- 1) определяется сейсмичность района строительства;
- 2) определяется сейсмичность площадки строительства;
- 3) формируется расчётная динамическая модель здания и определяются ее параметры;
- 4) определяются периоды, частоты и формы собственных колебаний каркаса;
- 5) определяется расчётная сейсмическая нагрузка;
- 6) определяются усилия в элементах каркаса от действия сейсмических нагрузок;
- 7) определяются усилия в элементах каркаса от особого сочетания нагрузок;
- 8) производится поверочный расчёт основных элементов каркаса и узлов их соединений.

1.2. Определение сейсмичности района строительства.

Интенсивность сейсмических нагрузок в баллах (сейсмичность) для района строительства следует принимать на основе комплекта карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации - ОСР-97, утвержденных Российской академией наук. Указанный комплект карт предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов и отражает 10%-ную (карта А), 5%-ную (карта В), 1%-ную (карта С) вероятность возможного превышения в течение 50 лет указанных на картах значений сейсмической интенсивности (Приложение 1[1]).

Комплект карт ОСР-97 (А, В, С) позволяет оценивать на трех уровнях степень сейсмической опасности и предусматривает осуществление антисейсмических мероприятий при строительстве объектов трех категорий, учитывающих ответственность сооружений:

- карта А - массовое строительство;
- карта В - объекты повышенной ответственности
- карта С - особо ответственные объекты.

При возведении объекта массового гражданского или промышленного строительства сейсмичность отдельного населенного пункта определяется по карте А. Карта В используется при строительстве объектов, функционирование которых обязательно при разрушительном землетрясении (аэропорты, вокзалы, хлебозаводы и т.д.). Карта С используется для особо ответственных объектов, разрушение которых при землетрясении может повлечь за собой экологическую катастрофу (АЭС, гидроэлектростанции, объекты химического производства и т.д.).

Необходимо отметить, что комплект карт ОСР-97 составлен для грунтов среднего качества по сейсмическим свойствам (II категории, согласно табл. 1.2). В реальности на любой территории существуют как средние, хорошие, так и слабые грунты. При этом наблюдения показали, что эффект проявления землетрясения на слабых грунтах сильнее на 1-2 балла, чем, например, на соседних скальных. Следовательно, здания на слабых грунтах получают большую степень повреждения. Поэтому при проектировании какого-либо объекта необходимо корректировать сейсмичность площадки строительства в зависимости от качества грунтов, залегающих в ее основании.

1.3. Определение сейсмичности площадки строительства.

Интенсивность сейсмических воздействий для площадки строительства следует определять на основании карт сейсмического микрорайонирования. На таких картах производится разделение рассматриваемого населенного пункта на зоны с различной сейсмичностью в зависимости от грунтовых условий.

В районах, для которых отсутствуют карты сейсмического микрорайонирования, допускается определять сейсмичность площадки строительства согласно таблице 1.2. Из таблицы видно, что сейсмичность строительной площадки может совпадать или не совпадать с сейсмичностью района, определенной по картам ОСР-97. Если строительная площадка сложена грунтами хоро-

шего качества (I категория), то ее сейсмичность снижается на один балл по сравнению с сейсмичностью района. Если площадка сложена грунтами плохого качества (III, IV категории), то ее сейсмичность повышается на один балл. При грунтах среднего качества сейсмичность площадки строительства совпадает с сейсмичностью района строительства.

Таблица 1.2

Категория грунта по сейсмическим свойствам	Описание грунта	Характеристика сейсмических свойств грунтов		Расчётная сейсмичность площадки при сейсмичности района, баллы			
		Сейсмическая жесткость $\rho \cdot V_s$, г/см ³ ·м/с	Скорость поперечных волн V_s , м/с Отношение скоростей продольных и поперечных волн V_p/V_s	6	7	8	9
I	<p>Скальные грунты (в том числе вечномерзлые и вечномерзлые оттаявшие) неветрелые и слабоветрелые;</p> <p>крупнообломочные грунты плотные, маловлажные из магматических пород, содержащие до 30% песчано-глинистого заполнителя;</p> <p>ветрелые и сильноветрелые скальные и дисперсные твердомерзлые (многолетнемерзлые) грунты при температуре минус 2 °С и ниже при строительстве и эксплуатации по принципу I (сохранение грунтов основания в мерзлом состоянии)</p>	>1500	>700 1,7-2,2	-	6	7	8
II	<p>Скальные грунты выветрелые и сильноветрелые, в том числе вечномерзлые, кроме отнесенных к категории I;</p> <p>крупнообломочные грунты, за исключением отнесенных к категории I;</p> <p>пески гравелистые, крупные и средней крупности плотные и средней плотности маловлажные и влажные;</p> <p>пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности маловлажные;</p> <p>глинистые грунты с показателем консистенции 0,5 при коэффициенте пористости <0,9 для глин и суглинков и <0,7 - для супесей;</p> <p>вечномерзлые не скальные грунты пластичномерзлые или сыпучемерзлые, а также твердомерзлые при температуре выше минус 2 °С при строительстве и эксплуатации</p>	350-1500	250-700 1,7-2,2 (не водонасыщенные) 2,2-3,5 (водонасыщенные)	-	7	8	9

	по принципу I						
III	Пески рыхлые независимо от степени влажности и крупности; пески гравелистые, крупные и средней крупности, плотные и средней плотности водонасыщенные; пески мелкие и пылеватые плотные и средней плотности влажные и водонасыщенные; глинистые грунты с показателем консистенции $>0,5$; глинистые грунты с показателем консистенции с $0,5$ при коэффициенте пористости $0,9$ для глин и суглинков и $0,7$ - для супесей; вечномерзлые дисперсные грунты при строительстве и эксплуатации по принципу II (допускается оттаивание грунтов основания)	200-350	150-250 3,5-7	7	8	9	>9
IV	Наиболее динамически неустойчивые разновидности песчано-глинистых грунтов, указанные в категории III, склонные к разжижению при сейсмических воздействиях	<200	60-150 7-15	7*	8*	9*	$>9^*$
<p>* Грунты с большей вероятностью склонны к разжижению и потере несущей способности при землетрясениях интенсивностью более 6 баллов.</p> <p>Примечания:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Скорости V_p и V_s, а также значение сейсмической жесткости грунта являются средневзвешенными значениями для 30-метровой толщи, считая от планировочной отметки. 2. В случае многослойного строения грунтовой толщи, грунтовые условия участка относят к более неблагоприятной категории, если в пределах верхней 30-метровой толщи (считая от планировочной отметки) слои, относящиеся к этой категории, имеют суммарную мощность более 10 м. 3. При отсутствии данных о консистенции, влажности, сейсмической жесткости, скоростях V_p и V_s глинистые и песчаные грунты при положении уровня грунтовых вод выше 5 м относятся к категории III или IV по сейсмическим свойствам. 4. При прогнозировании подъема уровня грунтовых вод и обводнения грунтов (в том числе просадочных) категорию грунтов следует определять в зависимости от свойств грунта в замоченном состоянии. 5. При строительстве на вечномерзлых грунтах по принципу II грунты основания следует рассматривать по их фактическому состоянию после оттаивания. 6. При определении сейсмичности площадок строительства транспортных и гидротехнических сооружений следует учитывать дополнительные требования, изложенные в разделах 7 и 8. 							

1.4. Формирование расчётной динамической модели здания.

Динамическая расчетная схема каркаса здания (массовая модель), используемая при определении сейсмических сил, принимается в виде невесомого консольного стержня, заземленного в основании, с грузами (массами), сосредоточенными на уровне перекрытий и покрытия.

Для одноэтажных производственных зданий принимается одномассовая система (рис.1.1). Груз Q сосредоточен на уровне верха колонн и включает в себя:

- снеговую нагрузку, действующую на покрытие;
- собственный вес покрытия;
- $\frac{1}{4}$ собственного веса всех колонн и собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше отметки $\frac{3}{4}H$ при шарнирном сопряжении стропильной конструкции с колонной (рис. 1.1)

или

- $\frac{1}{2}$ собственного веса колонн и собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше отметки $\frac{1}{2}H$ при жестком сопряжении стропильной конструкции с колонной (рис.1.2)

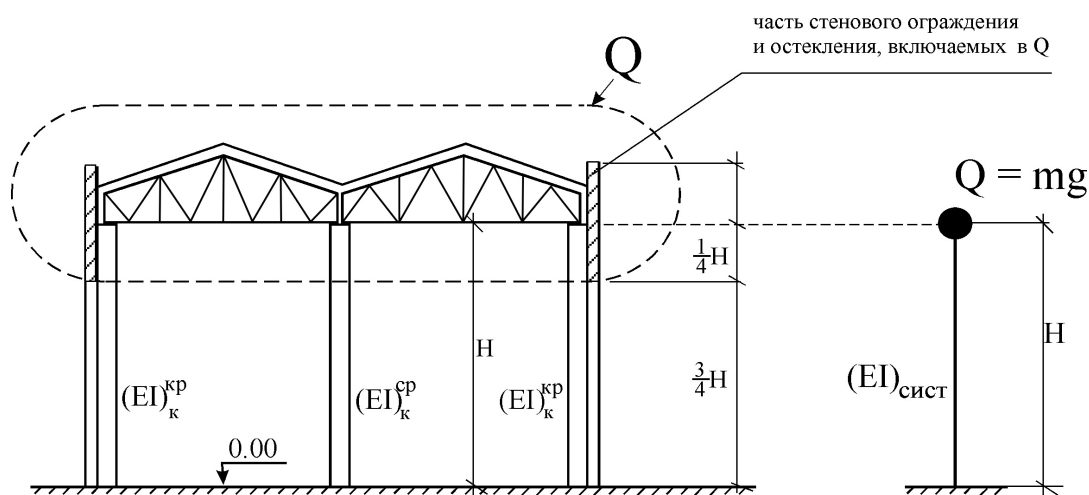


Рис. 1.1. Формирование динамической расчетной схемы при шарнирном сопряжении стропильной конструкции с колоннами.

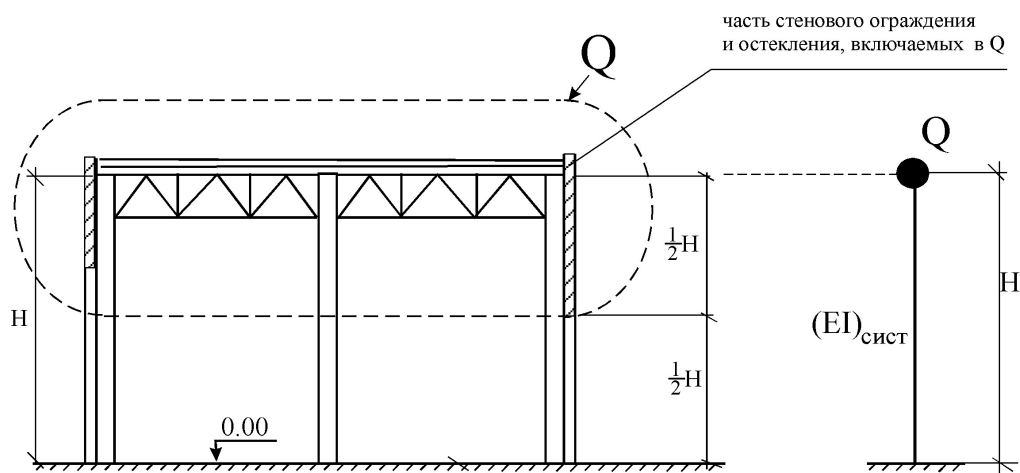


Рис.1.2. Формирование динамической расчетной схемы при жестком сопряжении стропильной конструкции с колоннами.

Примечание. Если стропильная конструкция опирается на стойки шарнирно, то учитывается только $\frac{1}{4}$ часть веса стоек. Именно такая масса, расположенная на конце консольной стойки, будет динамически эквивалентна консоли, у которой вес равномерно распределен по ее длине. Если же узлы опирания жесткие, то учитывается $\frac{1}{2}$ часть веса стоек. Соответственно, учитывается собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше $\frac{3}{4}$ высоты колонны в 1-ом случае и выше $\frac{1}{2}$ высоты колонны - во 2-ом.

Жёсткость консольного стержня принимается равной сумме жёсткостей всех колонн здания, воспринимающих горизонтальную нагрузку в рассматриваемом направлении.

Для одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами принимается двухмассовая модель (рис. 1.3). Груз Q_1 сосредоточен на уровне верха колонн и включает в себя те же нагрузки, что и в описанном ранее бескрановом здании. Груз Q_2 сосредоточен на уровне верха консоли колонн и включает в себя собственный вес подкрановых балок, крановых путей и мостовых кранов (мостовые краны учитываются только при расчете каркаса в поперечном направлении).

Жёсткость нижнего участка консольного стержня равна сумме жесткостей подкрановой части всех колонн здания, воспринимающих нагрузку в рассматриваемом направлении; жесткость верхнего участка, соответственно, - сумме жесткостей надкрановой части колонн здания.

Для многоэтажных каркасных зданий принимается многомассовая модель с грузами, сосредоточенными на уровне перекрытий (рис. 1.4). Величина каждого груза Q_j (j – номер массы) определяется от нагрузок, расположенных в пределах половины высоты выше и ниже лежащих этажей. При этом учитывается собственный вес конструкций, снеговая нагрузка на покрытие, временная нагрузка на перекрытие.

Жесткость каждого участка консоли равна суммарной жесткости колонн этажа.

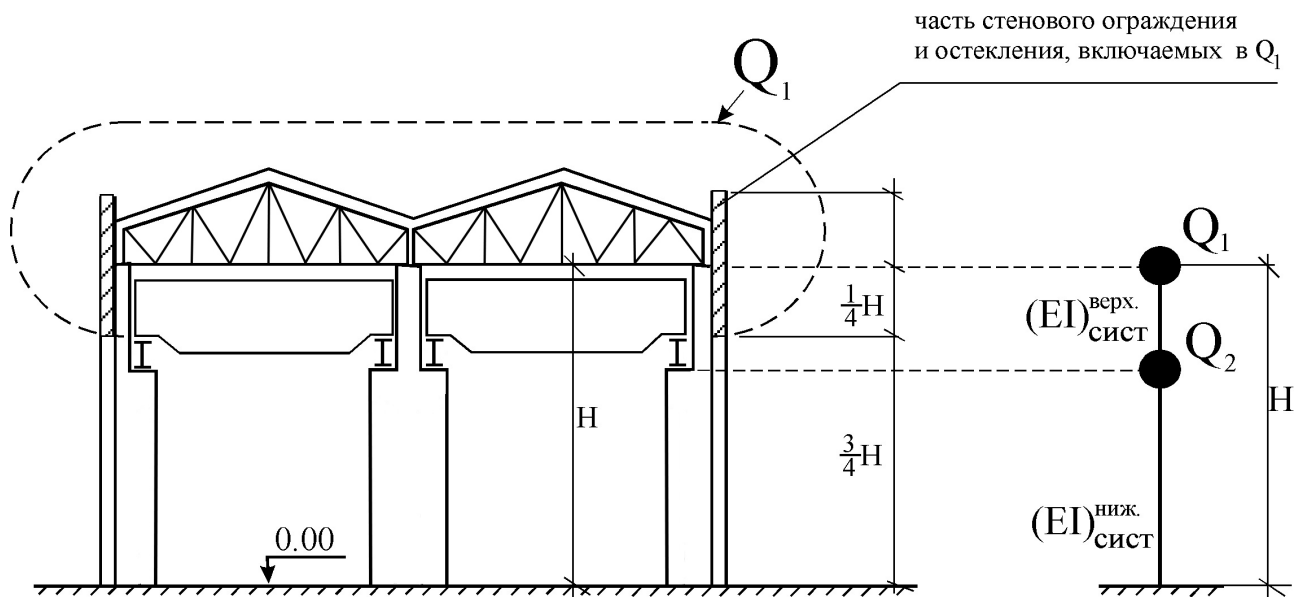


Рис. 1.3. Формирование динамической расчетной схемы для производственного здания с мостовыми кранами (вариант с шарнирным соединением балок с колоннами).

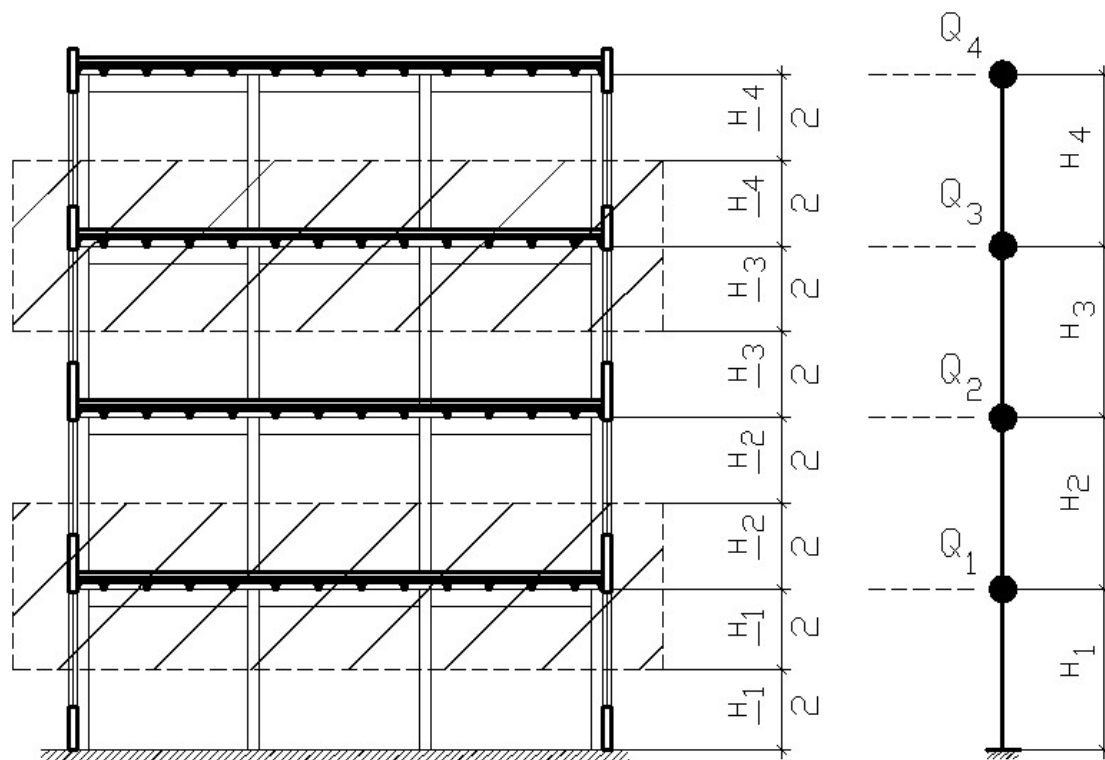


Рис. 1.4. Формирование динамической расчетной схемы каркаса многоэтажного здания
а) поперечный разрез здания; б) динамическая расчетная схема.

1.5. Определение периодов, частот и форм собственных колебаний каркаса

Под частотой колебания системы понимается количество циклов колебаний, совершаемых системой в одну секунду. Период колебаний T – это величина, обратная частоте, представляющая собой время, затраченное на совершение одного полного цикла колебаний.

Собственные формы колебаний отражают спектр частот и периодов, которыми обладает каркас здания. Название «собственные» связано с тем, что формы этих колебаний и соответствующие частоты определяются только собственными характеристиками системы: величинами и распределением масс, жесткостей, видом опор и т.д. Количество форм колебаний, которыми обладает каркас, равно числу степеней свободы масс. Однако в практических расчетах в целях упрощения можно принимать количество форм равным числу масс системы. Например, одномассовая система имеет одну форму колебания (рис. 1.5 а), двухмассовая – две (рис. 1.5 б), четырехмассовая – четыре (рис. 1.5 в) и т.д.

Следует отметить, что для многомассовых систем при определении сейсмических сил допускается ограничить количество учитываемых форм. Согласно [1], для зданий и сооружений с простым конструктивно-планировочным решением при применении консольной расчётной модели усилия в конструкциях допускается определять с учётом не менее трёх форм собственных колебаний, если период первой (низшей) формы собственных колебаний значение T_1

более 0,4 с, и с учётом только первой формы, если значение T_1 равно или менее 0,4 с.

Для одномассовой системы период собственных колебаний, определяется по формуле:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{cg}}, \quad (1)$$

где Q – груз, сосредоточенный на уровне верха консоли;

$g = 9.81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения;

c – коэффициент жесткости консольного стержня, определяется по формуле:

$$c = \frac{3(EI)_{сист}}{H^3},$$

где H и $(EI)_{сист}$ – длина и жесткость консольного стержня.

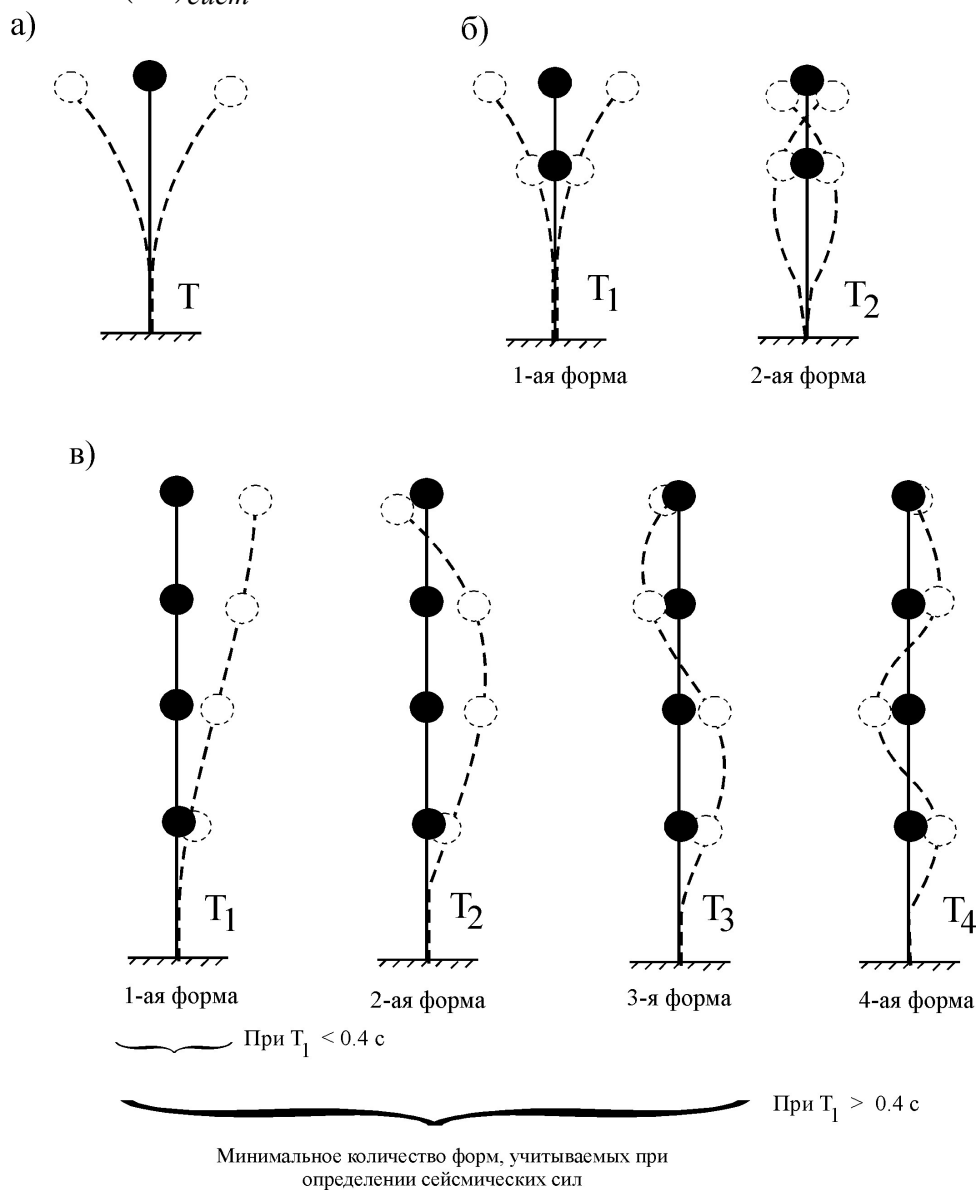


Рис.1.5. Формы колебаний:
а) одномассовая система;
б) двухмассовая система;
в) многомассовая система.

Для двухмассовой и многомассовой систем периоды (частоты) и формы собственных колебаний каркаса определяются на основе решения уравнений динамического равновесия системы [2, 3].

При расчете многоэтажных каркасных зданий при определении периодов колебаний можно использовать упрощенные формулы [4]:

- для зданий рамной системы:

$$T_i = \frac{4H}{2i-1} \sqrt{\frac{m}{Kl}}, \quad (2)$$

где i – номер формы колебаний ($i = 1, 2, 3$)

$H = H_0 n / (n - 0,5)$ – расчетная высота здания;

H_0 – расстояние от обреза фундамента до оси ригеля верхнего этажа;

n – общее число этажей;

l – высота этажа;

m – масса яруса здания.

K – сила, вызывающая единичный угол перекоса здания, характеризующая сдвиговую жесткость многоэтажной рамы определяемая по формуле (15.147)[4]:

$$K = \frac{12}{l(1/r + 1/s)},$$

s – сумма погонных жесткостей стоек одного этажа;

r – сумма погонных жесткостей ригелей одного этажа,

- для зданий связевой системы (см. формулу 15,162 [4]):

$$T_i = \alpha_i H^2 \sqrt{\frac{m}{Bl}}, \quad (3)$$

где B – изгибная жесткость сплошной диафрагмы в своей плоскости;

α_i – коэффициенты, определяемые по графику (15.52 [4]);

$\alpha_1 = 1,8$; $\alpha_2 = 0,3$; $\alpha_3 = 0,1$.

Амплитуды колебаний или относительные смещения точек (масс) при собственных колебаниях динамической системы определяются путем решения уравнений ее динамического равновесия [2, 3]. В практических расчетах уравнения аппроксимируются в виде тригонометрических полиномов, и амплитуды колебаний можно найти по формуле:

$$X_{ij} = \sin((2i-1)\pi\xi_j/2) \quad (4)$$

где i – номер формы колебаний ($i = 1, 2, 3, \dots$);

j – номер расчетной точки (массы);

$\xi_j = y_j / H_0$ – безразмерная координата точки j ;

y_j – положение точки j по вертикали относительно заделки.

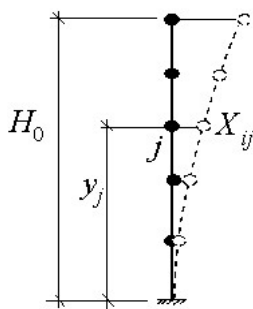


Рис. 1.6.

Для одномассовой системы относительное смещение массы (груза) при собственных колебаниях $X_{11} = 1$.

1.6. Определение расчётных сейсмических сил, действующих на каркас.

Сейсмические силы считаются условно статическими и прикладываются к центру грузов Q (рис. 1.7.)

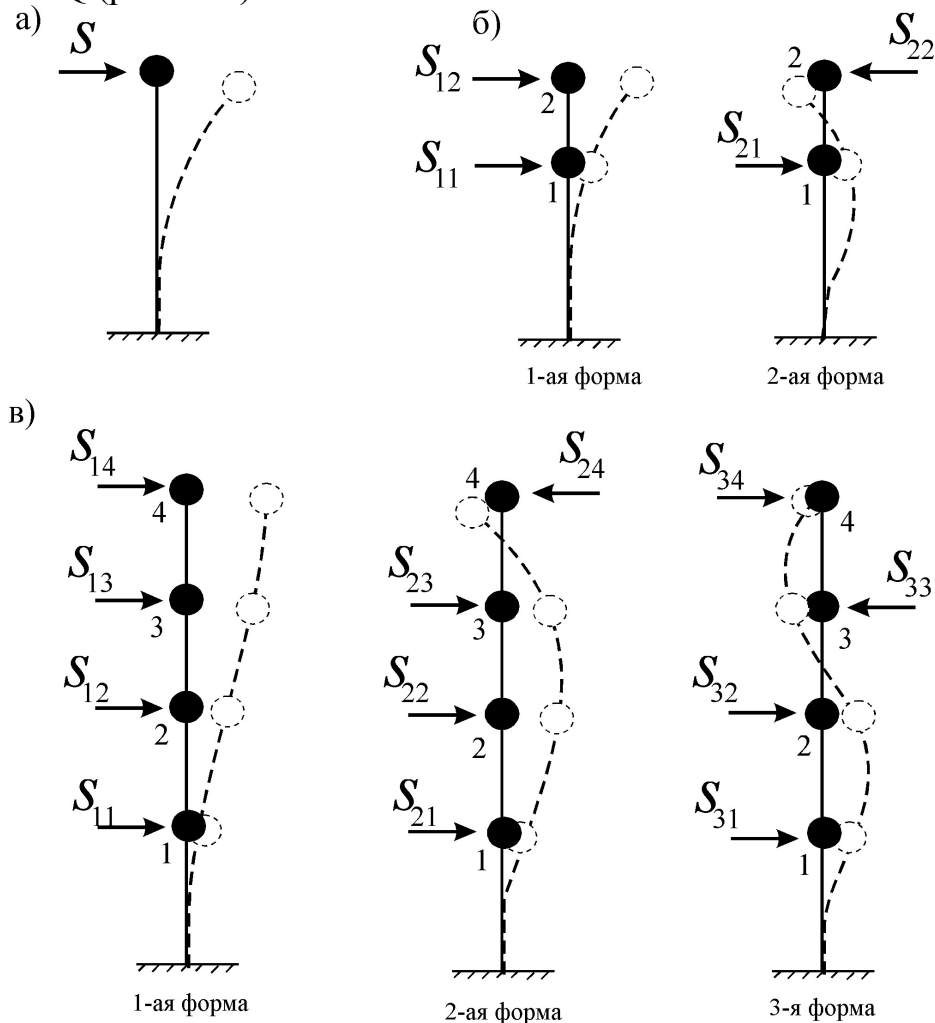


Рис. 1.7. Схема приложения сейсмических сил:

- а) для одномассовой системы;
- б) для двухмассовой системы;
- в) для многомассовой системы.

Расчётная сейсмическая нагрузка S_{ik}^j по направлению обобщенной координаты с номером j , приложенная к узловой точке k расчётной модели и соответствующая i -й форме собственных колебаний зданий или сооружений, определяется по формуле:

$$S_{ik}^j = K_0 K_1 m_k^j A \beta_i K_\Psi \eta_{ik}^j, \quad (5)$$

где K_0 - коэффициент, учитывающий назначение сооружения и его ответственность, принимаемый по таблице 1.3;

K_1 - коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения зданий и сооружений, принимаемый по таблице 1.4;

m_k^j - масса здания или сооружения, отнесенная к узловой точке k , определяемая с учётом собственного веса конструкций, временных нагрузок и коэффициентов особого сочетания нагрузок (согласно таблице 1.1).

A - значение ускорения в уровне основания, принимаемое равным 1,0; 2,0; 4,0 м/с² для расчётной сейсмичности 7, 8, 9 баллов соответственно;

β_i - коэффициент динамичности, соответствующий i -му тону собственных колебаний зданий или сооружений, принимаемый по формулам (6) и (7) или согласно рис. 1.6:

для грунтов I и II категорий (кривая 1):

$$\begin{aligned} & \text{- при } T_i \leq 0,1 \text{ с} && \beta_i = 1 + 15 T_i; && (6) \\ & \text{- при } 0,1 \text{ с} < T_i < 0,4 \text{ с} && \beta_i = 2,5; \\ & \text{- при } T_i \geq 0,4 \text{ с} && \beta_i = 2,5 (0,4/T_i)^{0,5}; \end{aligned}$$

для грунтов III и IV категории (кривая 2):

$$\begin{aligned} & \text{- при } T_i \leq 0,1 \text{ с} && \beta_i = 1 + 15 T_i; && (7) \\ & \text{- при } 0,1 \text{ с} < T_i < 0,8 \text{ с} && \beta_i = 2,5; \\ & \text{- при } T_i \geq 0,8 \text{ с} && \beta_i = 2,5 (0,8/T_i)^{0,5}; \end{aligned}$$

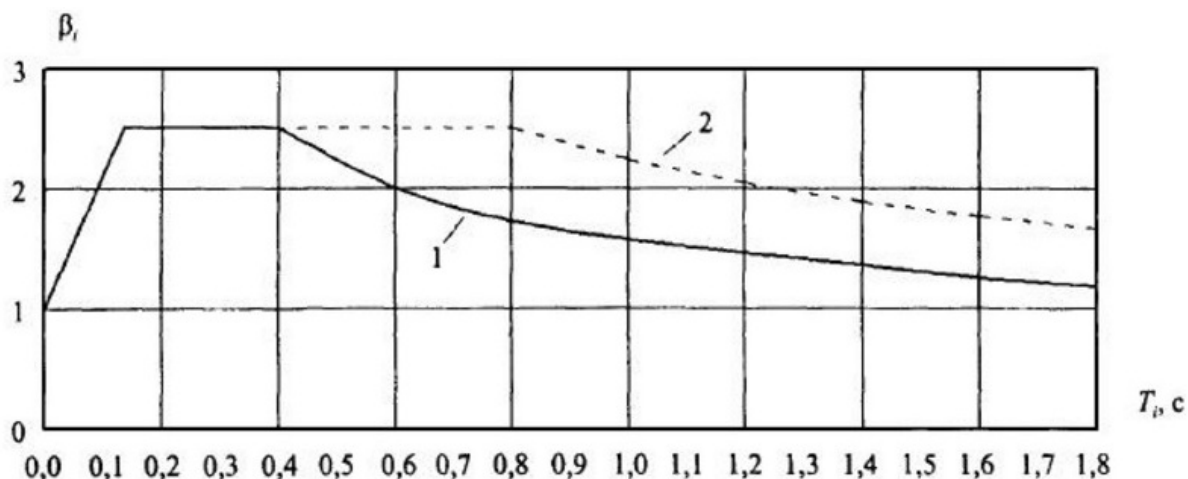


Рис. 1.6

Во всех случаях значения β_i должны приниматься не менее **0,8**;

K_ψ - коэффициент, принимаемый по таблице 1.5;

η_{ik}^j - коэффициент, зависящий от формы деформации здания или сооружения при его собственных колебаниях по i -й форме, от узловой точки приложения рассчитываемой нагрузки и направления сейсмического воздействия, определяемый по формуле:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j X_{ij}^2}, \quad (7)$$

где X_{ik} и X_{ij} - смещение здания или сооружения при собственных колебаниях по i -й форме в рассматриваемой точке k и во всех точках j , где в соответствии с расчетной схемой его масса принята сосредоточенной.

При сейсмичности площадки 8 баллов и более при грунтах III, IV категории к значению S_{ik} вводится множитель 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов при сейсмических воздействиях.

При расчёте зданий и сооружений длиной или шириной более 30 м по консольной РДМ, необходимо учитывать крутящий момент относительно вертикальной оси здания или сооружения, проходящей через его центр жёсткости. Значение расчётного эксцентриситета между центрами жёсткостей и масс зданий или сооружений в рассматриваемом уровне следует принимать не менее $0,1B$, где B - размер здания или сооружения в плане в направлении, перпендикулярном к действию силы S_{ik} .

Таблица 1.3

Коэффициенты K_0 , определяемые назначением сооружения

Назначение сооружения или здания	Значение коэффициента	
	при расчёте на ПЗ не менее	при расчёте на МРЗ
<p>1. Объекты, перечисленные в подпунктах 1), 2), 3), 4), 5), 6), 9), 10.1), 11) пункта 1 Статьи 48.1 Градостроительного кодекса РФ;</p> <ul style="list-style-type: none"> - сооружения с пролетами более 100 м; - объекты жизнеобеспечения городов и населенных пунктов; - объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 1000 МВт; - монументальные здания и другие сооружения; - правительственные здания повышенной ответственности; - жилые, общественные и административные здания высотой более 200 м 	1,2	2,0
<p>2. Здания и сооружения:</p> <ul style="list-style-type: none"> - объекты, перечисленные в подпунктах 7), 8) пункта 1 и в подпунктах 3), 4) пункта 2 Статьи 48.1 Градостроительного кодекса РФ; функционирование которых необходимо при землетрясении и ликвидации его последствий (здания правительственной связи; службы МЧС и полиции; системы энерго- и водоснабжения; сооружения пожаротушения, газоснабжения; сооружения, содержащие большое количество токсичных или взрывчатых веществ, которые могут быть опасными для населения; медицинские учреждения, имеющие оборудование для применения в аварийных ситуациях); - здания основных музеев; государственных архивов; административных органов управления; здания хранилищ национальных и культурных ценностей; зрелищные объекты; крупные учреждения здравоохранения и торговые предприятия с массовым нахождением людей; сооружения с пролетом более 60 м; жилые, общественные и административные здания высотой более 75 м; мачты и башни сооружений связи и телерадиовещания высотой более 100 м, не вошедшие в подпункт 3) пункта 1 кодекса [1]; трубы высотой более 100 м; тоннели, трубопроводы на дорогах высшей категории или протяженностью более 500 м, мостовые сооружения с пролетами 200 м и более, объекты гидро- и теплоэнергетики мощностью более 150 МВт; - здания: дошкольных образовательных учреждений, общеобразовательных 	1,1	1,5

учреждений, лечебных учреждений со стационаром, медицинских центров, для маломобильных групп населения, спальных корпусов интернатов; другие здания и сооружения, разрушения которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям		
3. Другие здания и сооружения, не указанные в 1 и 2	1,0	1,0
4. Здания и сооружения временного (сезонного) назначения, а также здания и сооружения вспомогательного применения, связанные с осуществлением строительства или реконструкции здания или сооружения либо расположенные на земельных участках, представленных для индивидуального жилищного строительства	0,8	-
<p>Примечания</p> <p>1. Заказчик по представлению генпроектировщика относит сооружения по назначению к перечню таблицы 3.</p> <p>2. Идентификация зданий и сооружений по принадлежности к опасным производственным объектам в соответствии с законодательством.</p>		

Таблица 1.4

Тип здания или сооружения	Значения
1. Здания и сооружения, в конструкциях которых повреждения или неупругие деформации не допускаются	1
2. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования, возводимые:	
- из деревянных конструкций	0,15
- со стальным каркасом без вертикальных диафрагм или связей	0,25
- то же, с диафрагмами или связями	0,22
- со стенами из железобетонных крупнопанельных или монолитных конструкций	0,25
- из железобетонных объемно-блочных и панельно-блочных конструкций	0,3
- с железобетонным каркасом без вертикальных диафрагм или связей	0,35
- то же, с заполнением из кирпичной или каменной кладки	0,4
- то же, с диафрагмами или связями	0,3
- из кирпичной или каменной кладки	0,4
3. Здания и сооружения, в конструкциях которых могут быть допущены значительные остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, их смещения, временно приостанавливающие нормальную эксплуатацию при наличии мероприятий, обеспечивающих безопасность людей (объекты пониженного уровня ответственности)	0,12
<p>Примечания</p> <p>1. Отнесение зданий и сооружений к 1-му типу проводится заказчиком по представлению генпроектировщика.</p> <p>2. При выполнении расчета деформаций конструкций при сейсмическом воздействии в частотной области коэффициент следует принимать равным 1,0.</p>	

Таблица 1.5

Характеристика зданий и сооружений	
1. Высокие сооружения небольших размеров в плане (башни, мачты, дымовые трубы, отдельно стоящие шахты лифтов и т.п.)	1,5
2. Каркасные бессвязевые здания, стеновое заполнение которых не оказывает влияния на их деформируемость	1,3
3. Здания и сооружения, не указанные в 1-2, кроме гидротехнических сооружений	1

1.7. Определение усилий в элементах каркаса от действия сейсмических нагрузок.

Расчётные значения продольных и поперечных сил, изгибающих моментов в сечениях элементов для зданий с простым конструктивно-планировочным решением согласно [1] допускается определять по формулам:

$$N_P = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}; \quad Q_P = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n Q_i^2}; \quad M_P = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2}. \quad (8)$$

Здесь N_i , Q_i , M_i - усилия в рассматриваемом сечении, вызываемые сейсмическими нагрузками, соответствующими форма колебаний i .

1.8. Определение усилий в элементах каркаса от особого сочетания нагрузок.

Предварительно необходимо вычислить усилия в сечениях элементов конструкции от действия вертикальной нагрузки (собственного веса конструкций, снеговой нагрузки на покрытие, эксплуатационной нагрузки на перекрытия) с учетом коэффициентов сочетания, определяемых по таблице 1.1 и затем сложить их с усилиями от горизонтальной (сейсмической) нагрузки. То есть усилия от особого сочетания нагрузок определяются по формулам:

$$N = N_{стат} + N_P; \quad Q = Q_{стат} + Q_P; \quad M = M_{стат} + M_P. \quad (9)$$

Здесь $N_{стат}$, $Q_{стат}$, $M_{стат}$ - усилия в элементах каркаса от действия вертикальных (статических) нагрузок.

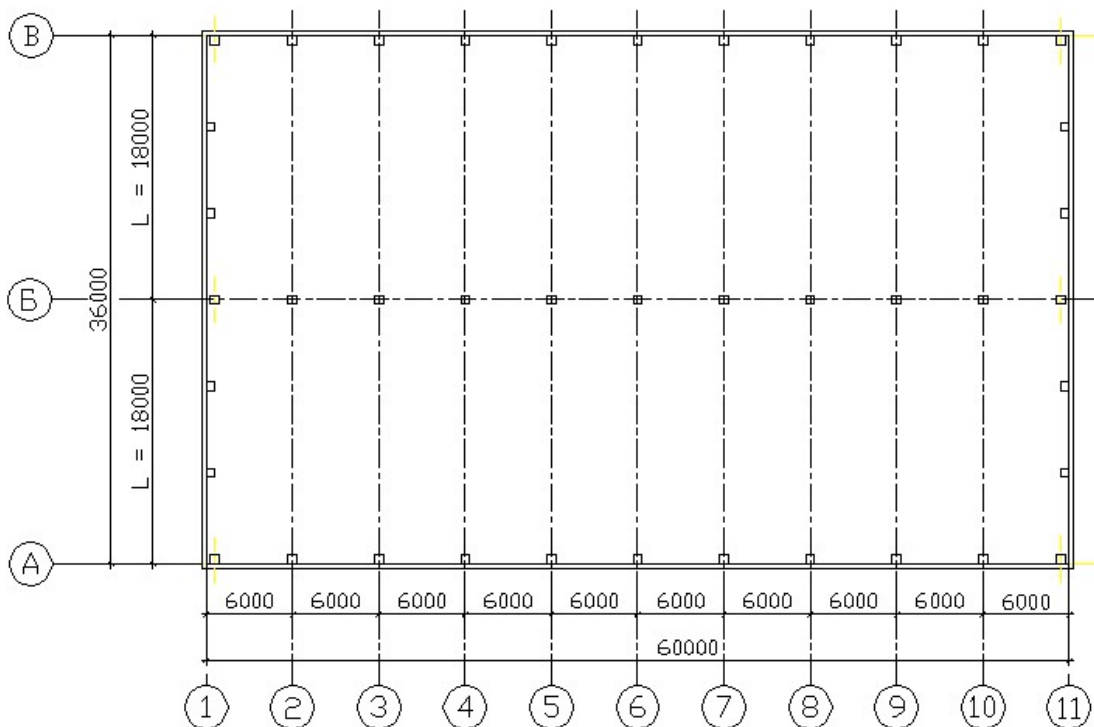
Если усилия в конструкциях, полученные от особого сочетания нагрузок, имеют большие значения, чем от основных сочетаний (с учетом ветра, крановых, температурных нагрузок и т.п.), то они принимаются в расчет для подбора или проверки сечений элементов.

2. ПРИМЕР РАСЧЁТА МЕТАЛЛИЧЕСКОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО БЕСКРАНОВОГО ЗДАНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ СЕЙСМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК

2.1. Исходные данные:

- сейсмичность района строительства – 7 баллов;
- категория грунта площадки строительства по сейсмическим свойствам – III;
- дано производственное здание, бескрановое, двухпролетное, ширина пролета 18 м, расстояние от уровня пола до низа стропильных конструкций составляет 6 м (план и разрезы здания представлены на рис. 2.1)
- по назначению здание относится к объектам, в конструкциях которого могут быть допущены остаточные деформации, трещины, повреждения отдельных элементов, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивающие сохранность жизни людей и оборудования;
- каркас состоит из металлических колонн сечением из двутавра 30К3 (крайний ряд) и 35К1(средний ряд) и металлических ферм пролётом 18 м;
- покрытие из крупнопанельных ребристых плит;
- кровля рулонная;
- стены из керамзитобетонных панелей толщиной 240 мм;
- снеговой район IV.

Требуется определить усилия в поперечной раме здания по оси 2 от действия сейсмических нагрузок.



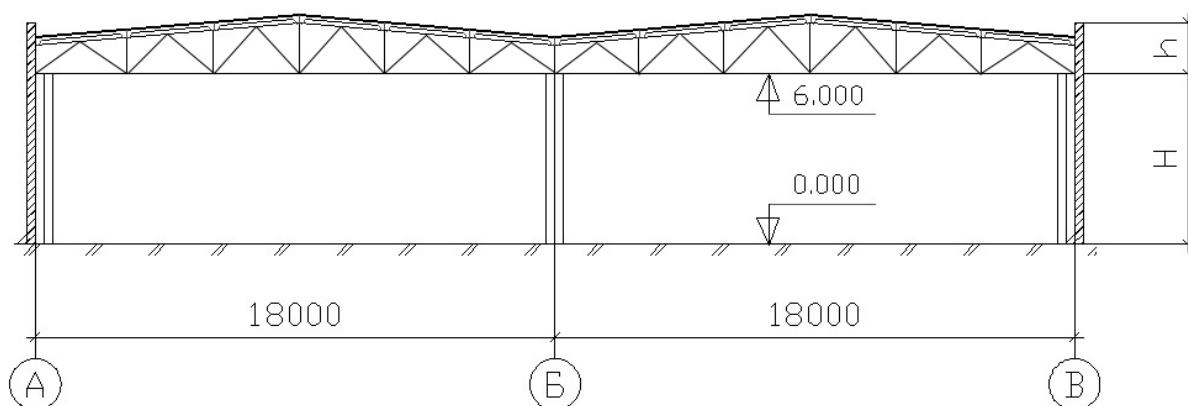


Рис. 2.1. План и разрезы производственного здания.

2.2. Определение сейсмичности строительной площадки.

Сейсмичность строительной площадки определим по таблице 1.2.

При сейсмичности района строительства 7 баллов и III категории грунта по сейсмическим свойствам сейсмичность площадки строительства составляет 8 баллов.

2.3. Определение сейсмических нагрузок, действующих на здание.

Согласно [1] для зданий простой геометрической формы расчетные сейсмические нагрузки следует принимать действующими горизонтально в направлении продольных и поперечных осей здания. Действие сейсмических нагрузок в указанных направлениях следует учитывать отдельно. В данном примере разберем определение сейсмических нагрузок только по направлению оси Y. Определение сейсмической силы по направлению оси X проводится аналогично.

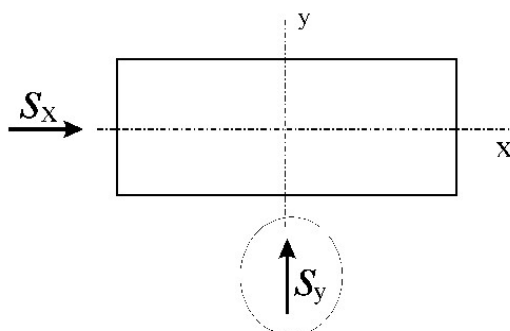


Рис.2.2. Схема действия сейсмических нагрузок на здание.

Для определения сейсмической силы, действующей в направлении оси Y, предварительно выберем динамическую расчетную схему здания. Она представляется в виде консольного стержня с грузом сосредоточенным на уровне

верха колонн. Сейсмическая сила считается условно статической и прикладывается в центре тяжести груза Q (рис. 2.3).

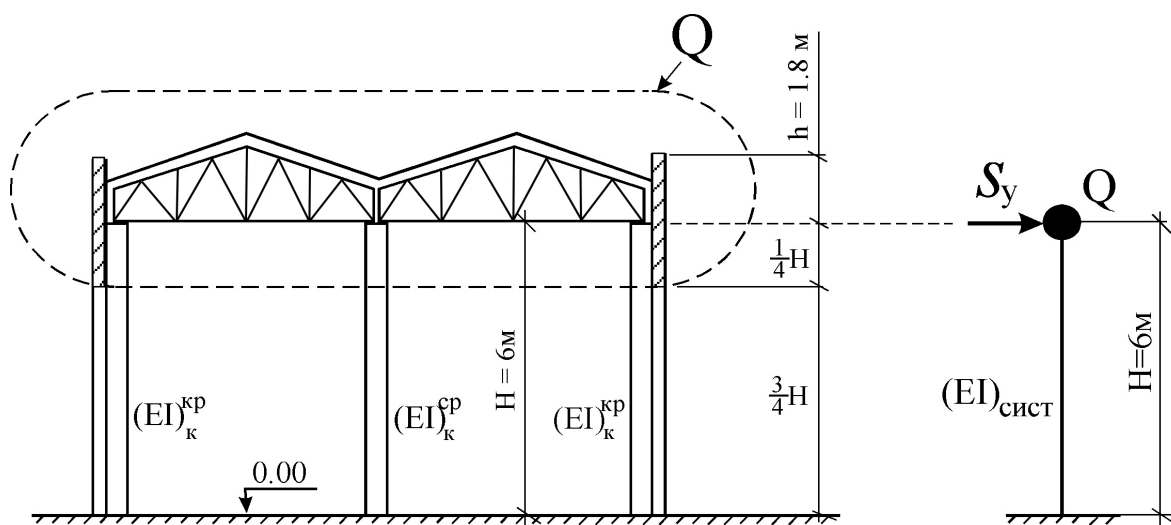


Рис.2.3. Расчетная схема здания.

Здесь груз Q включает в себя:

- собственный вес покрытия;
- $\frac{1}{4}$ собственного веса колонн (при шарнирном сопряжении стропильной конструкции с колонной), (см. п. 2);
- собственный вес стенового ограждения и остекления, расположенных выше $\frac{3}{4}H$ (заштрихованная часть на рис. 2.3);
- снеговую нагрузку, действующую на покрытие.

Значения расчетных нагрузок следует умножить на коэффициенты особого сочетания нагрузок n_c , принимаемые по таблице 1.1.

Сбор нагрузок и вычисление груза Q представлено в таблице 2.1.

Жёсткость консольного стержня определяется как сумма жесткостей всех колонн здания, воспринимающих сейсмическую силу в заданном направлении:

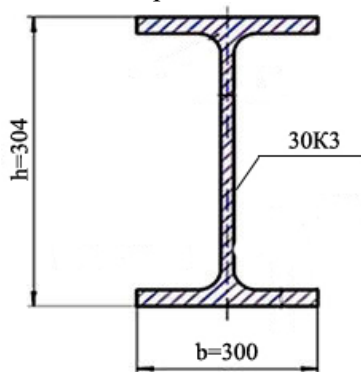
$$(EI)_{сист} = \sum_{i=1}^n (EI)_{k_i},$$

здесь $(EI)_{k_i}$ - жесткость i -ой колонны;

n – количество колонн, воспринимающих нагрузку в заданном направлении.

Определим жесткость колонн.

Сечение крайней колонны



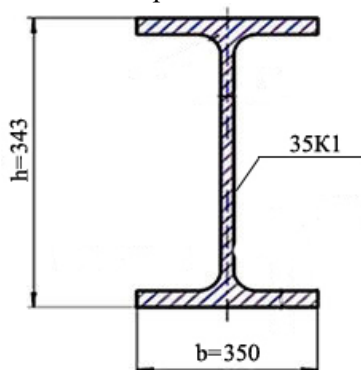
Момент инерции сечения крайней колонны:

$$I = 2.391 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4 \text{ (двутавр 30К3)}$$

Жесткость крайней колонны:

$$(EI)_k^{kp} = 2.391 \cdot 10^{-4} \cdot 2.1 \cdot 10^8 = 50211 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Сечение средней колонны



Момент инерции сечения средней колонны:

$$I = 3.161 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4 \text{ (двутавр 35К1)}$$

Жесткость средней колонны:

$$(EI)_k^{cp} = 3.161 \cdot 10^{-4} \cdot 2.1 \cdot 10^8 = 66381 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Жесткость консольного стержня:

$$(EI)_{cict} = 11 \cdot 66381 + 22 \cdot 50211 = 1834833 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Расчётные вертикальные нагрузки

Таблица 2.1

Нагрузки	Норм. нагрузка на единицу	Коэффициенты		Расчётн. нагрузка на единицу	Вычисление	Расчётная нагрузка Q, кН
		по нагрузке	сочетания			
От веса:						
-кровли с утеплителем, кН/м ²	1,01	1,2	0,9	1,1	1,1·36·60	2376
-плит покрытия, кН/м ²	1,6	1,1	0,9	1,58	1,58·36·60	3412,8
-металлических ферм, кН	104	1,1	0,9	103	103·22	2266
-колонн, кН	24	1,1	0,9	23,76	0,25·23,76·33	196,02
-фахверковых колонн	16,2	1,1	0,9	16,04	0,25·16,04·8	32,08
- стенового ограждения, кН/м ²	0,4	1,1	0,9	0,396	0,396·(0,25·6+1,8)× ×2·(60+36)	250,91
От веса снега, кН/м ²	2,4·0,7					
в том числе:						
- длительная	2,4·0,7·0,5	1:0,7	0,8	0,96	0,96·36·60	2073,6
- кратковременная	2,4·0,7·0,5	1:0,7	0,5	0,6	0,6·36·60	1296,0
					ИТОГО	11904,11

Период собственных колебаний одномассовой системы определяется по формуле (1):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q}{cg}} = 2 \cdot 3,14 \sqrt{\frac{11904,11}{25483,79 \cdot 9,81}} = 1,370 \text{ с}.$$

здесь $Q = 11904,11$ кН (таблица 2.1);

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения;

c – коэффициент жёсткости консольного стержня, определяется по формуле:

$$c = \frac{3(EI)_{\text{сист}}}{H^3} = \frac{3 \cdot 1834833}{6^3} = 25483,79 \text{ кН/м}.$$

Сейсмическая сила, действующая на здание в поперечном направлении, определяется по формуле (5):

$$S_y = K_0 K_1 m A \beta K_\psi \eta,$$

Примечание: поскольку в одномассовой системе присутствует только одна форма колебаний и одна масса, индексация (ik) может не использоваться.

Коэффициент K_0 принимаем равным 1 в соответствии с п. 3 табл. 1.3. Коэффициент K_1 принимается равным **0,25** – для зданий с металлическим каркасом без вертикальных диафрагм и связей, в которых допускаются остаточные деформации и повреждения, затрудняющие нормальную эксплуатацию, но обеспечивается безопасность людей и оборудования (см. таблицу 1.4).

Вес здания, сосредоточенный на уровне верха колонн $Q = 11904,11$ кН (см. таблицу 2.1). Масса $m = Q/g = 1213,5$ кНс²/м.

Коэффициент сейсмичности $A = 2$ – при сейсмичности площадки строительства **8** баллов.

Для грунтов III категории по сейсмическим свойствам и при периоде собственных колебаний системы $T = 1,391 \text{ с} > 0,8 \text{ с}$ коэффициент динамичности определяется по формуле (7):

$$\beta = 2,5(0,8/T)^{0,5} = 2,5(0,8/1,391)^{0,5} = 1,896 > 0,8$$

Поскольку здание в поперечном направлении не имеет никаких диафрагм и связей, коэффициент K_ψ принимается равным **1,3** (см. таблицу 1.5).

Коэффициент формы колебаний для одномассовой системы $\eta = 1$.

Подставив полученные значения в формулу (5), определим величину сейсмической силы, действующей в поперечном направлении здания. При этом, учитывая, что сейсмичность площадки строительства составляет 8 баллов, а грунты по своим сейсмическим свойствам относятся к III категории, вводим дополнительный коэффициент 0,7, учитывающий нелинейное деформирование грунтов при сейсмических воздействиях.

$$S_y = 0,7 \cdot 0,25 \cdot 1213,5 \cdot 2 \cdot 1,896 \cdot 1,3 \cdot 1 = \mathbf{1046,9 \text{ кН}}.$$

2.4. Определение сейсмической силы, действующей на поперечную раму.

Если все поперечные рамы здания имеют одинаковую жесткость, то можно считать, что сейсмическая сила, действующая на здание в поперечном направлении, распределится на все эти рамы равномерно. Тогда сейсмическая сила, действующая на одну раму, будет равна (рис.2.3):

$$S_y^p = \frac{S_y}{n} = \frac{1046,9}{11} = 95,2 \text{ кН},$$

здесь n – количество поперечных рам.

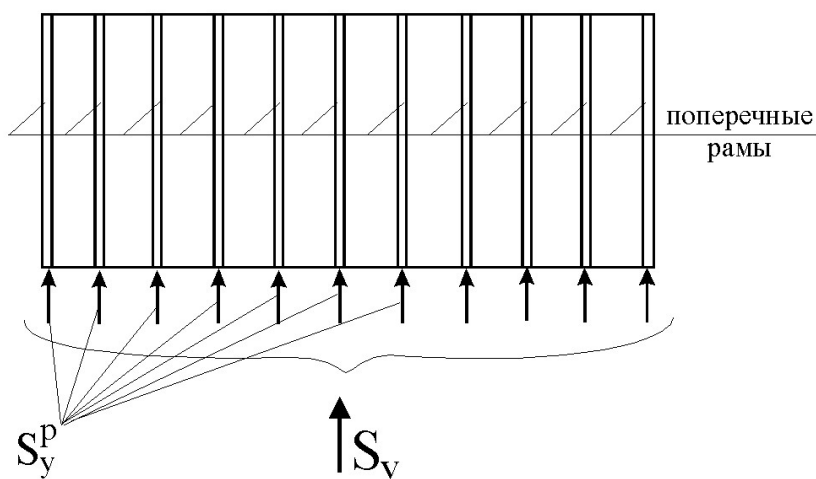


Рис.2.3. Распределение сейсмической силы по рамам.

Поскольку здание имеет в направлении, перпендикулярном действию нагрузки, размер 60 м, что больше 30 м, необходимо учесть **дополнительные силы**, связанные с кручением здания (рис.2.4).

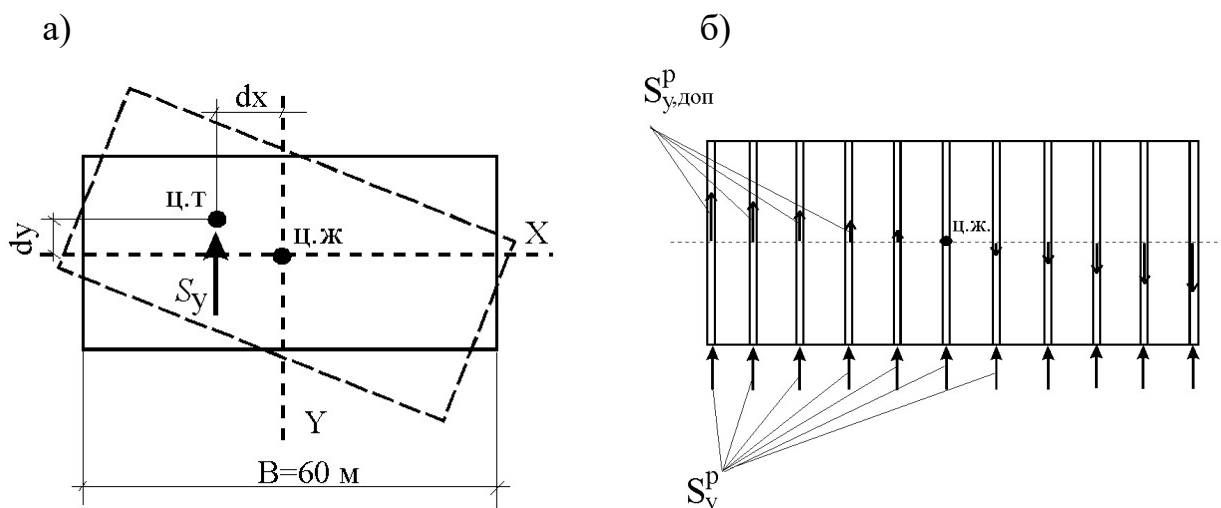


Рис.2.4.

а – поворот в плане здания, имеющего эксцентриситет между центром масс и центром жесткости;

б – распределение дополнительных сейсмических сил, возникающих при повороте здания.

Определим дополнительную сейсмическую силу в раме по оси 2 по формуле:

$$S_{y,\text{дон}}^p = \frac{c_y^p l_x}{K\phi} S_y \cdot dx,$$

Здесь dx - расчетный эксцентриситет силы S_y , принимается согласно [1] равным $dx = 0,1B = 0,1 \cdot 60 = 6 \text{ м}$,

$B = 60 \text{ м}$ – размер здания в направлении перпендикулярном действию силы S_y ;

$l_x = 24 \text{ м}$ – расстояние от оси рассматриваемой рамы до центра жёсткости;

c_y^p - коэффициент жёсткости поперечной рамы по оси 2, определяется по формуле:

$$c_y^p = \frac{3(EI)_p}{H^3} = \frac{3(2(EI)_k^{kp} + (EI)_k^{cp})}{H^3} = \frac{3(2 \cdot 50211 + 66381)}{6^3} = 2316,7 \text{ кН/м};$$

$K\phi$ - угловая жёсткость здания, определяется по формуле:

$$K\phi = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \left(c_{yi}^p l_x^2 + c_{xj}^p l_y^2 \right), \quad (6)$$

где $n = 11$ – количество рам в поперечном направлении здания;

$m = 3$ – количество рам в продольном направлении здания;

l_{xi} – расстояние от i – ой поперечной рамы до центра жёсткости;

l_{yj} – расстояние от j – ой продольной рамы до центра жёсткости;

c_{yi}^p - коэффициент жёсткости i – ой поперечной рамы. Поскольку все поперечные рамы имеют одинаковую жёсткость, то все $c_{yi}^p = 2316,7 \text{ кН/м}$;

c_{yj}^p - коэффициент жёсткости j – ой продольной рамы.

Для крайних продольных рам коэффициент жёсткости:

$$c_x^{p(kp)} = \frac{3(EI)_p^{kp}}{H^3} = \frac{3(11 \cdot (EI)_k^{kp})}{H^3} = \frac{3(11 \cdot 50211)}{6^3} = 7671,1 \text{ кН/м}.$$

Для средней рамы:

$$c_x^{p(cp)} = \frac{3(EI)_p^{cp}}{H^3} = \frac{3(11 \cdot (EI)_k^{cp})}{H^3} = \frac{3(11 \cdot 66381)}{6^3} = 10141,5 \text{ кН/м}.$$

Итак, угловая жёсткость здания будет равна:

$$K\phi = 2316,7(30^2 + 24^2 + 18^2 + 12^2 + 6^2) \cdot 2 + 7671,1 \cdot 18^2 \cdot 2 + 10141,5 \cdot 0 = 14145004,8 \text{ кН/м}$$

$$\text{Тогда } S_{y,\text{дон}}^p = \frac{2316,7 \cdot 24}{14145004,8} \cdot 1046,9 \cdot 6 = 24,69 \text{ кН}.$$

Суммарная нагрузка на раму по оси 2 составит:

$$S_{\text{полн}}^p = S_y^p + S_{y,\text{дон}}^p = 95,20 + 24,69 = 119,89 \text{ кН}.$$

Полученная нагрузка прикладывается к поперечной раме на уровне верха колонн аналогично ветровой (рис.2.5 а).

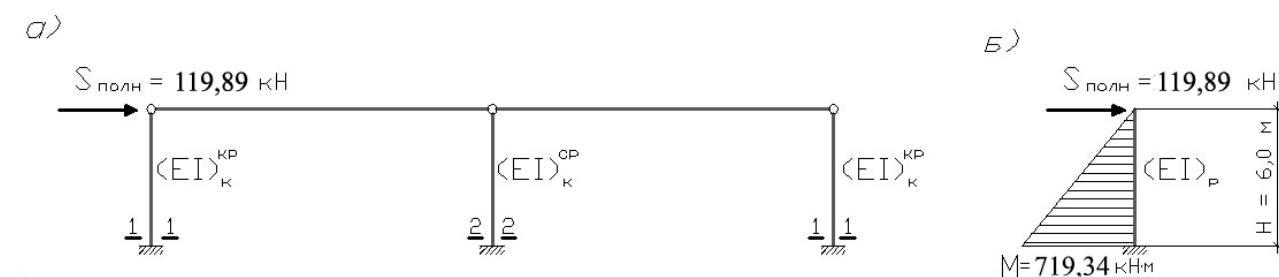


Рис.2.5. Расчётная схема рамы.

2.5. Определение усилия в раме от действия сейсмической нагрузки.

Предварительно определим суммарный момент воспринимаемый всеми стойками рамы. Для этого примем расчетную схему рамы в виде консольного стержня, защемленного в основании, нагруженного сосредоточенной силой $S_{полн}$ на уровне верха консоли (рис. 2.5 б). Жёсткость консольного стержня примем равной суммарной жёсткости всех колонн рамы:

$$(EI)_p = 2 \cdot (EI)_k^{kp} + (EI)_k^{сп} = 2 \cdot 50211 + 66381 = 166803 \text{ кН}\cdot\text{м}^2.$$

Изгибающий момент в основании консольного стержня равен:

$$M = S_{полн} \cdot H = 119,89 \cdot 6 = 719,34 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Распределим полученный момент по стойкам рамы пропорционально их жёсткости. Тогда в сечениях колонн получим следующие усилия:

$$M_{1-1} = \frac{(EI)_k^{kp}}{(EI)_p} M = \frac{50211}{166803} \cdot 719,34 = 216,54 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{2-2} = \frac{(EI)_k^{сп}}{(EI)_p} M = \frac{66381}{166803} \cdot 719,34 = 286,27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{3-3} = M_{1-1} = 216,54 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Эпюра моментов от действия сейсмической силы показана на рисунке 2.6. По эпюре моментов, используя правила строительной механики, может быть построена эпюра перерезывающих сил Q . По эпюре Q , исходя из условия равновесия в узлах, может быть построена эпюра продольных сил N .

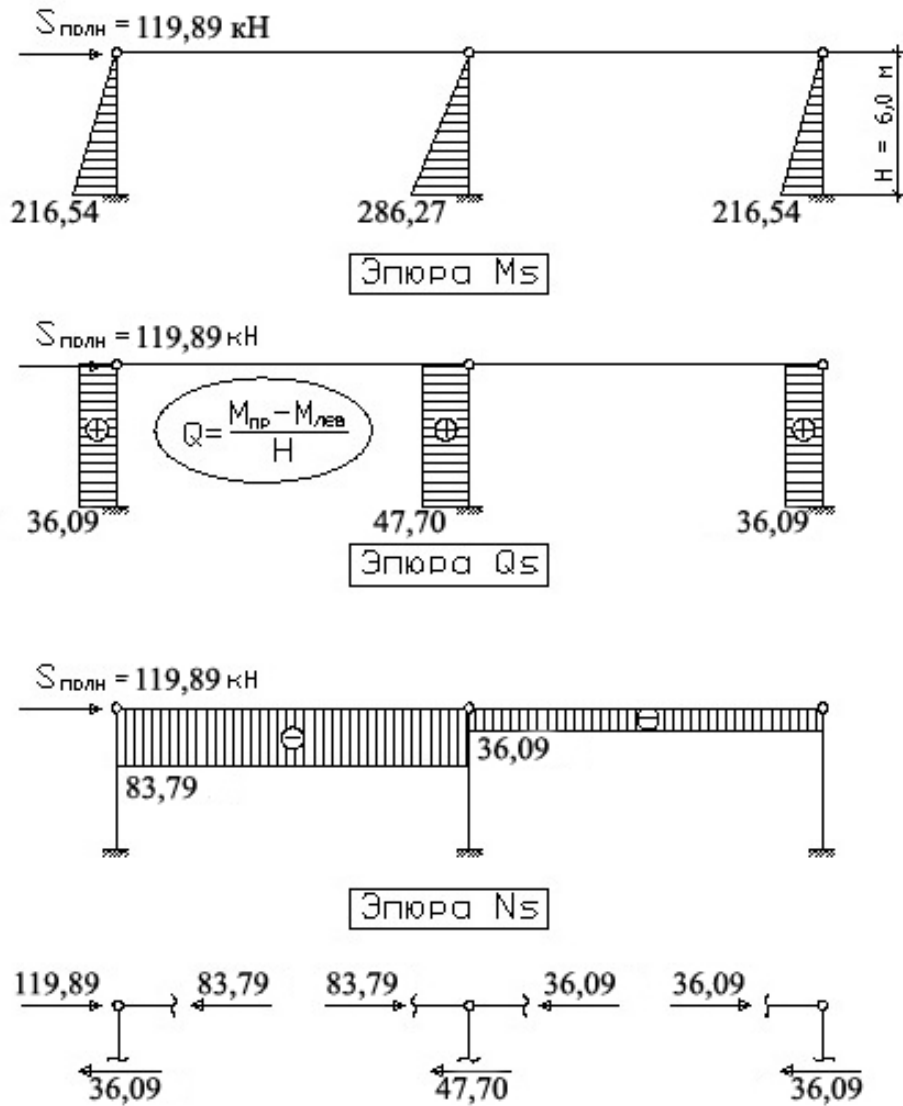


Рис. 2.6. Эпюры усилий в поперечной раме по оси 2 от действия сейсмической силы.

В дальнейшем определяются усилия от особого сочетания нагрузок по формуле:

$$M_{ок} = M_{стат} + M_s, \quad Q_{ок} = Q_{стат} + Q_s, \quad N_{ок} = N_{стат} + N_s,$$

где M_p, Q_p, N_p – усилия от действия сейсмической силы;

$M_{стат}, Q_{стат}, N_{стат}$ – усилия от действия статической нагрузки, в состав которой входят постоянная и снеговая нагрузка (ветер и крановая нагрузка в особое сочетание не включаются [1]).

Если усилия, полученные от особого сочетания нагрузок, оказались больше, чем при основных сочетаниях, то именно они берутся в расчет при поверочном расчёте сечения элементов каркаса.

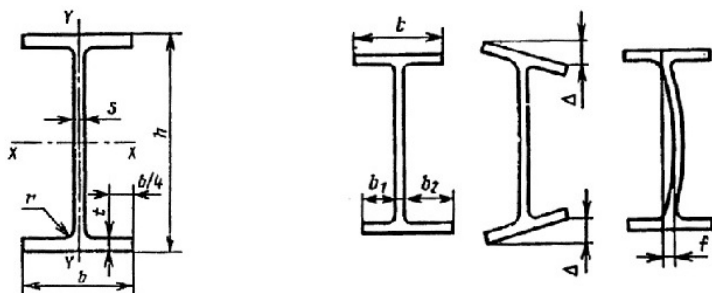
2.6. Исходные данные к расчёту одноэтажного производственного здания (ОПЗ)

№ вар.	Сейсмичность района, баллы	Категория грунта	Пролет L, м	Кол-во пролетов	Шаг колонн, м	Длина здания, м	H, м	h, м	Вес балки (фермы), кН	Сечение колонн крайнего ряда	Сечение колонн среднего ряда	Расчетная ось
1	7	2	18	3	6	54	4.2	1.5	47	26К1	30К1	1
2	8	2	24	2	6	60	4.2	1.5	92	30К1	35К2	2
3	9	2	36	1	6	66	7.2	1.5	110	35К1	40К1	3
4	7	3	24	2	9	72	4.8	1.5	92	30К2	35К2	3
5	8	3	18	3	6	72	4.8	1.5	54	26К2	30К2	1
6	9	2	30	2	6	72	6	1.5	69	35К2	40К2	5
7	7	3	12	3	6	60	3.6	1.5	45	26Ш1	30Ш1	4
8	8	2	18	2	9	54	6	1.5	85	30Ш1	35Ш1	3
9	9	1	30	2	6	60	7.2	1.5	69	35Ш1	40Ш1	3
10	7	2	24	3	6	66	6	1.5	105	30Ш2	35Ш2	2
11	8	2	12	2	6	66	4.2	1.5	45	26Ш2	30Ш2	1
12	9	2	36	2	6	66	7.8	1.5	110	35К3	40К3	3
13	7	2	18	2	6	54	6.6	1.5	104	30Ш2	35Ш2	4
14	8	1	12	3	6	54	5.4	1.5	45	26К3	30К3	1
15	9	1	30	1	6	54	7.2	1.5	98	35Ш2	40Ш2	1
16	7	2	24	1	6	72	6.6	1.5	105	30Ш3	35Ш3	2
17	8	3	24	2	6	72	7.2	1.5	105	35Ш3	40Ш3	3
18	9	2	30	2	9	72	7.8	1.5	98	35К2	40К2	2
19	7	3	12	2	6	60	7.2	1.5	50	26К3	30К3	4
20	8	2	36	1	6	60	8.4	1.5	110	35К3	40К3	1
21	9	1	24	3	6	60	7.8	1.5	117	30К3	35К3	1
22	7	3	18	3	6	60	7.2	1.5	104	30К1	35К1	2
23	8	2	24	3	9	63	8.4	1.5	117	35Ш1	40Ш2	3
24	9	2	30	2	6	60	8.4	1.5	98	35Ш3	40Ш3	4
25	7	2	36	2	6	54	9.6	1.5	110	35К3	40К3	2
26	8	1	18	1	6	54	7.8	1.5	121	30Ш2	35Ш2	2
27	9	1	24	2	6	54	9.6	1.5	142	35Ш3	40Ш3	3
28	7	3	18	3	9	72	8.4	1.5	121	26Ш3	30Ш3	1
29	8	2	24	1	6	72	10.8	1.5	182	30К2	35К2	2
30	9	2	12	2	6	72	6	1.5	50	26К1	30К1	5

H – высота от пола до низа стропильных конструкций;

h – расстояние от верха колонны до верха парапетной панели;

ГОСТ 26020-83. ДВУТАВРЫ СТАЛЬНЫЕ ГОРЯЧЕКАТАНЫЕ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ ГРАНЯМИ ПОЛОК



h — высота двутавра; b — ширина полки; s — толщина стенки; t — толщина полки; r — радиус сопряжения; I — момент инерции; W — момент сопротивления; S — статистический момент полусечения; i — радиус инерции

Условные обозначения:

b_1 — ширина укороченного фланца;

b_2 — ширина удлиненного фланца;

— перекося полки;

f — кривизна стенки по высоте сечения.

Номер профиля	мм					Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные величины для осей					
	h	b	s	t	r			X-X			Y-Y		
								I_x , см ⁴	W_x , см ³	S_x , см ³	i_x , см	I_y , см ⁴	W_y , см ³

ШИРОКОПОЛОЧНЫЕ ДВУТАВРЫ

20Ш1	193	150	6,0	9,0	13	38,95	30,6	2660	275	153	8,26	507	67,6	3,61
23Ш1	226	155	6,5	10,0	14	46,08	36,2	4260	377	210	9,62	622	80,2	3,67
26Ш1	251	180	7,0	10,0	16	54,37	42,7	6225	496	276	10,70	974	108,2	4,23
26Ш2	255	180	7,5	12,0		62,73	49,2	7429	583	325	10,88	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	200	8,0	11,0	18	68,31	53,6	10400	715	398	12,34	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	200	8,5	13,0		77,65	61,0	12200	827	462	12,53	1737	173,7	4,73
30Ш3	299	200	9,0	15,0		87,00	68,3	14040	939	526	12,70	2004	200,4	4,80
35О1	338	250	9,5	12,5	20	95,67	75,1	19790	1171	651	14,38	3260	261	5,84
35Ш2	341	250	10,0	14,0		104,74	82,2	22070	1295	721	14,52	3650	292	5,90
35Ш3	345	250	10,5	16,0		116,30	91,30	25140	1458	813	14,70	4170	334	5,99
40Ш1	388	300	9,5	14,0	22	122,40	96,1	34360	1771	976	16,76	6306	420	7,18
40Ш2	392	300	11,5	16,0		141,60	111,1	39700	2025	1125	16,75	7209	481	7,14
40Ш3	396	300	12,5	18,0		157,20	123,4	44740	2260	1259	16,87	8111	541	7,18
50Ш1	484	300	11,0	15,0	26	145,70	114,4	60930	2518	1403	20,45	6762	451	6,81
50Ш2	489	300	14,5	17,5		176,60	138,7	72530	2967	1676	20,26	7900	526	6,69
50Ш3	495	300	15,5	20,5		199,20	156,4	84200	3402	1923	20,56	9250	617	6,81
50Ш4	501	300	16,5	23,5		221,70	174,1	96150	3838	2173	20,82	10600	707	6,92
60Ш1	580	320	12,0	17,0	28	181,10	142,1	107300	3701	2068	24,35	9302	581	7,17
60Ш2	587	320	16,0	20,5		225,30	176,9	131800	4490	2544	24,19	11230	702	7,06
60Ш3	595	320	18,0	24,5		261,80	205,5	156900	5273	2997	24,48	13420	839	7,16
60Д14	603	320	20,0	28,5		298,34	234,2	182500	6055	3455	24,73	15620	976	7,23
70Ш1	683	320	13,5	19,0	30	216,40	169,9	172000	5036	2843	28,19	10400	650	6,93
70Ш2	691	320	15,0	23,0		251,70	197,6	205500	5949	3360	28,58	12590	787	7,07
70Ш3	700	320	18,0	27,5		299,80	235,4	247100	7059	4017	28,72	15070	942	7,09
70Ш4	708	320	20,5	31,5		341,60	261,1	284400	8033	4598	28,85	17270	1079	7,11
70Ш5	718	320	23,0	36,5		389,7	305,9	330600	9210	5298	29,13	20020	1251	7,17

КОЛОННЫЕ ДВУТАВРЫ

20К1	195	200	6,5	10,0	13	52,82	41,5	3820	392	216	8,50	1334	133	5,03
20К2	198	200	7,0	11,5		59,70	46,9	4422	447	247	8,61	1534	153	5,07
23К1	227	240	7,0	10,5	14	66,51	52,2	6589	580	318	9,95	2421	202	6,03
23К2	230	240	8,0	12,0		75,77	59,5	7601	661	365	10,02	2766	231	6,04
26К1	255	260	8,0	12,0	16	83,08	65,2	10300	809	445	11,14	3517	271	6,51
26К2	258	260	9,0	13,5		93,19	73,2	11700	907	501	11,21	3957	304	6,52
26К3	262	260	10,0	15,5		105,90	83,1	13560	1035	576	11,32	4544	349	6,55
30К1	296	300	9,0	13,5	18	108,00	84,8	18110	1223	672	12,95	6079	405	7,50
30К2	300	300	10,0	15,5		122,70	96,3	20930	1395	771	13,06	6980	465	7,54
30К3	304	300	11,5	17,5		138,72	108,9	23910	1573	874	13,12	7881	525	7,54
35К1	343	350	10,0	15,0	20	139,70	109,7	31610	1843	1010	15,04	10720	613	8,76
35К2	348	350	11,0	17,5		160,40	125,9	37090	2132	1173	15,21	12510	715	8,83
35К3	353	350	13,0	20,0		184,10	144,5	42970	2435	1351	15,28	14330	817	8,81
40К1	393	400	11,0	16,5	22	175,80	138,0	52400	2664	1457	17,26	17610	880	10,00
40К2	400	400	13,0	20,0		210,96	165,6	64140	3207	1767	17,44	21350	1067	10,06
40К3	409	400	16,0	24,5		257,80	202,3	80040	3914	2180	17,62	26150	1307	10,07
40К4	419	400	19,0	29,5		308,60	242,2	98340	4694	2642	17,85	31500	1575	10,10
40К5	431	400	23,0	35,5		371,00	291,2	121570	5642	3217	18,10	37910	1896	10,11

ЛИТЕРАТУРА

1. СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» (актуализированный СНиП II-7-81*).
2. Безухов Н.И., Лужин О.В., Колкунов Н.В. Устойчивость и динамика сооружений в примерах и задачах. Учебное пособие для вузов. – М.: Высшая школа, 1987. – 264 с.
3. Клейн Г.К., Рекач В.Г., Розенблот Г.И. Руководство к практическим занятиям по курсу строительной механики. Учебное пособие для вузов. – М.: Высшая школа, 1972. – 318 с.
4. Пособие по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах (к СНиП II-7-81*)/ ЦНИИПромзданий. – М.: Стройиздат, 1985.
5. Бычков Д.В., Клейн Г.К., Афанасьев А.М., Локкенберг Л.К., Портаев Л.П., Челбаева Е.М., Гусев Б.М. Руководство к практическим занятиям по строительной механике. – М., 1959. – 328 с.

РАСЧЁТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КАРКАСОВ ЗДАНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

для проведения практических занятий по дисциплине
«Динамический расчёт зданий и сооружений» по специальности
«Промышленное и гражданское строительство»

Часть 1

Составитель: Юманов Виктор Александрович, Нуриева Дания Мансуровна

Редактор: _____

Редакционно-издательский отдел
Казанского государственного архитектурно-строительного университета

Подписано в печать

Заказ №

Бумага тип № 1

Печать офсетная

Тираж 120 экз.

Формат 60×84/16

Усл.-печ.л.

Учетн.-изд.л.

Печатно-множительный отдел КГАСУ
420043, Казань, Зелёная, 1