

В.И. ПОПОВ

**ОПОРЫ ЭСТАКАД, ТРАНСПОРТНЫХ
ПЕРЕСЕЧЕНИЙ И РАЗВЯЗОК**

МОНОГРАФИЯ

Чебоксары 2016

УДК 656
ББК 39.11
П58

Рецензенты:

Васильев Александр Ильич, д-р техн. наук, профессор,

Каримов Бури Бачабекович, д-р техн. наук, профессор

Попов, В. И.

П58 Опоры эстакад, транспортных пересечений и развязок :
монография / В. И. Попов. – Чебоксары: ЦНС «Интерактив плюс»,
2016. – 120 с.

ISBN 978-5-9908358-2-5

Монография содержит результаты проведенных исследований работы под нагрузками опор сложных в плане эстакад и путепроводов, входящих в состав многоуровневых транспортных развязок и пересечений. Основное внимание уделено результатам исследований одностоечных рамных опор с консольными ригелями, расположенными на разных уровнях для организации движения транспортных средств в пределах многоуровневых развязок или пересечений. Помимо этого, в монографии представлены некоторые результаты расчетных исследований работы интегральных устоев однопролетных путепроводов со сталежелезобетонными пролетными строениями.

Приведенные в монографии новые научные результаты получены в течение 2014–2016 годов, частично были опубликованы в научных статьях и доложены на научно-исследовательских и научно-практических конференциях.

Монография предназначена для инженеров и научных работников, занимающихся проектированием и исследованиями в области городских транспортных сооружений.

ISBN 978-5-9908358-2-5

© В.И. Попов, 2016

© Центр научного сотрудничества
«Интерактив плюс», 2016

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
Глава 1. Классификация и разновидности промежуточных опор эстакад, транспортных развязок и пересечений	5
Глава 2. Особенности конструкции опор разветвляющихся эстакад, многоуровневых транспортных развязок и пересечений	13
Глава 3. Исследования работы одностоечных рамных опор с консольными ригелями многоуровневых транспортных пересечений и развязок	24
Глава 4. Параметрические исследования одностоечной рамной опоры с двумя консольными ригелями	36
Глава 5. Влияние армирования одностоечных рамных опор на их поведение под нагрузками.....	63
Глава 6. Общие выводы	89
Глава 7. Особенности напряженного состояния узлов сопряжения столбчатых опор с плитным железобетонным пролетным строением эстакад.....	90
Глава 8. Интегральные устои малых мостов и путепроводов.....	100
Глава 9. Влияние расчетной модели интегрального устоя на его напряженно-деформированное состояние.....	110
Заключение	115
Литература	116

ВВЕДЕНИЕ

Опоры городских эстакад, а также многоуровневых транспортных развязок и пересечений имеют свои особенности по сравнению с опорами мостов [3–5; 10; 12]. Эти различия обусловлены расположением опор таких сооружений в городской застройке, отличающейся стесненностью местных условий и повышенными требованиями к безопасности движения транспорта и пешеходов как по самим сооружениям, так и в уровне городских улиц и площадей [7; 22; 30; 31–33]. Указанные отличия требуют от проектировщика во многих случаях принимать нестандартные решения, требующие проведения предварительных исследований особенностей работы под нагрузками или опираться на аналоги ранее построенных сооружений.

В настоящей монографии автор обобщил опыт проектирования и строительства опор эстакад, транспортных двух – и многоуровневых развязок и пересечений в России и за рубежом, а также привел результаты собственных исследований и рекомендации по проектированию сложных по конструкции опор [10–21; 25; 34; 39–42; 45; 46]. Автор использовал также материал, который был накоплен при чтении лекций по дисциплине «Проектирование городских транспортных сооружений» на кафедре «Мосты и транспортные тоннели» Московского государственного автомобильно-дорожного технического университета [56; 10; 11; 12; 22].

При проведении исследований необходимые расчеты с использованием современных программных комплексов были осуществлены канд. техн. наук Нгуен Куанг Хуи и инж. Фам Туан Тханем.

Автор выносит свою благодарность Первому вице-президенту Международной академии транспорта В.А. Досенко за оказанную помощь при подготовке рукописи к изданию

ГЛАВА 1. КЛАССИФИКАЦИЯ И РАЗНОВИДНОСТИ ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ОПОР ЭСТАКАД, ТРАНСПОРТНЫХ РАЗВЯЗОК И ПЕРЕСЕЧЕНИЙ

Все промежуточные опоры эстакад, транспортных развязок и пересечений (далее ЭРП) можно классифицировать следующим образом:

- по материалу тела опор;
- по виду применяемой арматуры железобетонных опор;
- по форме тела опор;
- по технологии строительства;
- по количеству опирающихся на опору пролетных строений;
- по типу фундамента.

В качестве материала для тела опор ЭРП в современной практике применяют железобетон и реже сталь.

Поскольку опоры многоуровневых транспортных развязок во многих случаях отличаются сложными конструктивными формами ригели и тела таких опор часто армируют не только ненапрягаемой, но и предварительно напряженной арматурой (рис. 1.1).



Рис. 1.1. Предварительно напряженная опора
транспортной эстакады в США

Стальные опоры в основном характерны для путепроводов и мостов рамной системы (рис. 1.2). На практике есть примеры применения стальных опор в виде стоек и рам в мостах балочной системы.

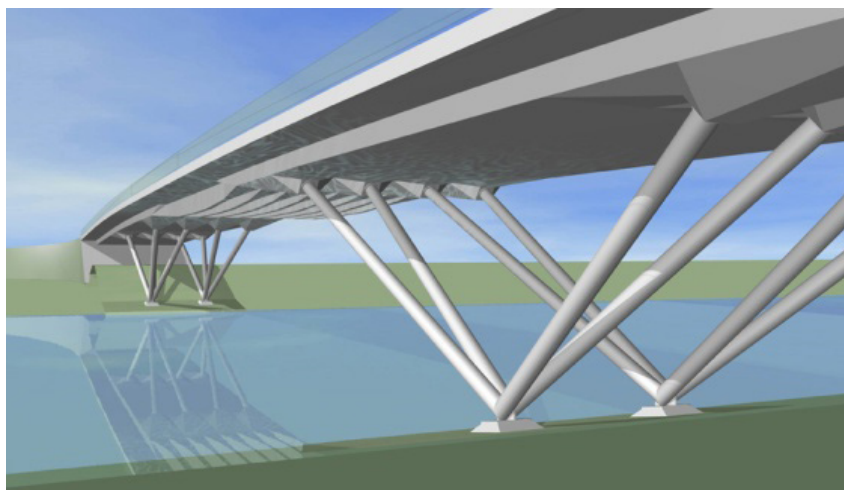


Рис. 1.2. Проект моста через р. Эльбу в Германии

По форме тела опор их можно подразделить на следующие виды:

- стоечные (с размером поперечного сечения менее 1 м);
- столбчатые (с размером поперечного сечения более 1 м);
- опоры-стенки;
- массивные;
- рамные.

Наиболее распространенными по форме являются **стоечные и столбчатые опоры** с различной формой поперечного сечения: круглой, прямоугольной, квадратной, многоугольной, овальной. Такие опоры экономичны, занимают минимальное пространство и просты в изготовлении. Они широко применяются в мировой практике при строительстве эстакад (рис. 1.3, а) и транспортных развязок, состоящих из нескольких криволинейных мостовых конструкций (рис. 1.3, б).

Стоечные и столбчатые опоры по верху обычно имеют уширение в виде железобетонного ригеля, на который опирается пролетное строение (рис. 1.3). На развитый ригель столбчатой опоры может опираться два отдельных пролетных строения (рис. 1.3, б).



а) б)
Рис. 1.3. Столбчатые опоры: эстакады (а)
и транспортной развязки (б)

В современных ЭРП *одностолбчатые опоры* с небольшим уширением сверху имеют высоту до 15...20 м. Для обеспечения их прочности и трещиностойкости применяют напрягаемую арматуру, проходящую по всей высоте столбов и заанкеренную в фундаменте. Для повышения эстетических качеств городских транспортных сооружений ригели столбчатых опор снабжают боковыми декоративными стенками (рис. 1.4, а), их поверхности делают рельефными (рис. 1.4, б).



а) б)
Рис. 1.4. Декоративное оформление ригелей
столбчатых опор: боковыми стенками (а)
и созданием рельефной поверхности (б)

При двух главных балках столбчатые опоры обычно состоят их отдельно стоящих столбов, заделанных в фундамент. Опирающие пролетные строения на такие столбы осуществляют через опорные части, расположенные по оси столбов, что создает для них центральное сжатие с изгибом. Одностоечные опоры снабжают декоративным утолщением (рис. 1.5).



Рис. 1.5. Оформление верха столба опоры городской эстакады

Стойчатые опоры обладают повышенной гибкостью по сравнению с другими типами опор эстакад и поэтому при их применении в высоких эстакадах приходится устраивать поперечные распорки между отдельными стойками для исключения потери устойчивости формы. На рис. 1.6, а) показан пример такой высокой железобетонной стойчатой опоры. Распорка опор уменьшает вдвое свободную длину стоек. Стойчатые опоры выполняют также из стали (рис. 1.6, б). Тонкие стойчатые опоры совместно с пролетными строениями активно работают на температурные воздействия и требуют проведения соответствующих расчетов.



Рис. 1.6. Стойчатые опоры высокой эстакады

Опоры-стенки тоже широко используются при строительстве эстакад, путепроводов и развязок. Опоры-стенки могут иметь одну или несколько стенок как симметричной, так и несимметричной формы в зависимости от расположения пролетных строений в плане (рис. 1.7).



а)



б)

Рис. 1.7. Опоры-стенки развязки в г. Ханое (а)
и эстакады на обходе г. Одинцово (б)

На рис. 1.7, а показана опора-стенка под плитное пролетное строение транспортной развязки в г. Ханое (Вьетнам). При высоких эстакадах опоры выполняют в виде сдвоенной стенки. Такое решение, например, было применено на эстакадной части моста на обходе подмосковного города Одинцово (рис. 1.7, б). Пролетные строения – железобетонные коробчатые.

Массивные опоры не характерны для современных городских эстакад и транспортных развязок. Тем не менее, опоры, у которых соотношение толщины к другому размеру более $1/8$ могут считаться массивными.

Опоры, у которых тело представляет собой раму, можно отнести к рамным. Такие опоры специфичны для эстакад, сложных транспортных пересечений и развязок.



Рис.1.8. Рамные опоры: V-образные в поперечном (а) и продольном направлении (б); П – образная (в) и массивная с рамной надстройкой (г)

Рамные опоры V-образной формы обеспечивают высокую жесткость в плоскости рамы и создают благоприятный вид сооружению (рис. 1.8, а, б) П-образные опоры эстакад позволяют расположить пролетное строение в произвольном месте ригеля, что часто требуется при прохождении эстакады на некотором протяжении вдоль нижерасположенной улицы или при ее пересечении криволинейной эстакадой (рис. 1.8, в).

Опоры транспортных развязок могут иметь массивную нижнюю часть, на которую опирается пролетное строение 2-го уровня и рамную прямоугольную надстройку, ригель которой поддерживает полетное строений верхнего уровня движения. Пример такой опоры из практики Вьетнама показан на рис. 1.8, г.

Часто применяемые Т-образные рамные одностоечные опоры целесообразны при большом количестве главных балок пролетных строений

эстакад и при весьма стесненных условиях для расположения тела опоры. Ригель такой опоры требует интенсивного армирования из-за больших по величине изгибающих моментов, возникающих в месте его заделки в тело опоры (рис. 1.9).



Рис.1.9. Опора Самотечной эстакады в Москве
в виде Т-образной рамы

Весьма распространены столбчатые опоры с несколькими столбами, объединенным поверху ригелем. Такие опоры представляют собой одно- или многоконтурную раму. Они просты по конструкции, технологичны и экономичны, что делает их распространенными для эстакад балочной системы во многих странах (рис. 1.10). Столбы, как и ригель, чаще всего выполняют из монолитного железобетона. Однако есть много примеров образования таких опор из элементов (столбы, ригель) заводского изготовления.



Рис.1.10. Опоры с тремя (а) и двумя (б) столбами
и объединяющим ригелем

По технологии возведения железобетонные опоры могут выполняться полностью монолитными или из сборных элементов. При сборной конструкции стоек и ригеля фундамент может быть монолитным.

Стальные опоры изготавливают из заводских элементов, объединяемых на месте строительства на сварке или высокопрочных болтах.

Опоры разветвляющихся эстакад и многоуровневых транспортных развязок и пересечений воспринимают на себя несколько пролетных строений, которые могут располагаться в одном или нескольких уровнях. Такие опоры оказываются в сложных условиях нагружения и для их проектирования необходимо проведение специальных исследований, включая в отдельных случаях экспериментальные.

По типу фундаментов опоры ЭРП не отличаются от опор других мостовых сооружений. Выбор типа фундамента для опор в городских условиях зависит во многом от большого объема различных инженерных коммуникаций, расположенных под землей. Насыщение подземного пространства коллекторами и отдельно проложенными электрическими кабелями, линиями связи, трубопроводами и газопроводами требует применения безростверковых опор, фундаментов на сваях и столбах.

Учитывая близость городской застройки применение забивных свай бывает ограничено и поэтому для фундаментов ЭРП чаще всего применяют буронабивные столбы диаметром 0,6 1,5 м, возведение которых не создает значительных шумовых и вибрационных воздействий на окружающую среду.

ГЛАВА 2. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКЦИИ ОПОР РАЗВЕТВЛЯЮЩИХСЯ ЭСТАКАД, МНОГОУРОВНЕВЫХ ТРАНСПОРТНЫХ РАЗВЯЗОК И ПЕРЕСЕЧЕНИЙ

2.1. Общие сведения

Опоры сложных транспортных сооружений, к которым относятся разветвляющиеся эстакады, многоуровневые развязки и пересечения должны быть приспособлены к опирающимся на них пролетным строениям, расположенным по разным направлениям движения, размерам площади, на которой расположено сооружение, условиям движения по основной дороге нижнего уровня, а также обеспечивать безопасное расположение подземных инженерных коммуникаций.

Все перечисленные требования влияют на конструкцию опор таких сооружений. Для сложных сооружений характерны Г-и П-образные опоры, рамы с несколькими контурами по ширине и высоте, высокие одно-стоечные рамы с консольными ригелями для описания пролетных строений разных уровней движения.

2.2. Г-образные рамные опоры

Применение Г-образных опор в сложных транспортных сооружениях является вынужденным решением, вызванным необходимостью расположить фундамент за пределами проезжей части дороги или мест скопления подземных инженерных коммуникаций (рис. 2.1).

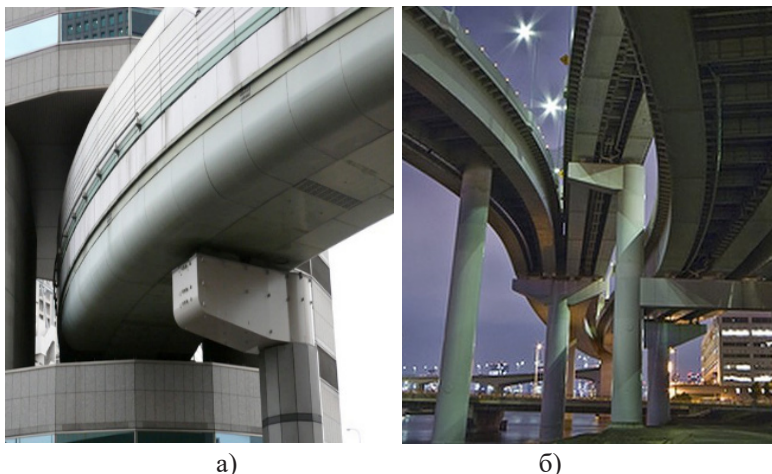


Рис. 2.1. Г-образные опоры эстакады (а)
и транспортной развязки (б)

На рис. 2.1, а показана Г-образная стальная опора городской криволинейной эстакады в Японии, проходящей сквозь здания, а на рис. 2.1, б – железобетонная опора разветвляющейся эстакады со стальными пролетными строениями в стесненных условиях. Вылет консоли обычно не превышает 6...8 м.

В железобетонных Г-образных опорах ригель и стойку приходится армировать предварительно напряженной арматурой. Анкеры пучков напрягаемой арматуры выводят на внешнюю поверхность стоек и ригеля. В местах расположения анкеров создаются зоны со значительными местными напряжениями, что требует интенсивного армирования обычной арматурой. Глухие анкеры заделывают в фундаменте опор (рис. 2.2).

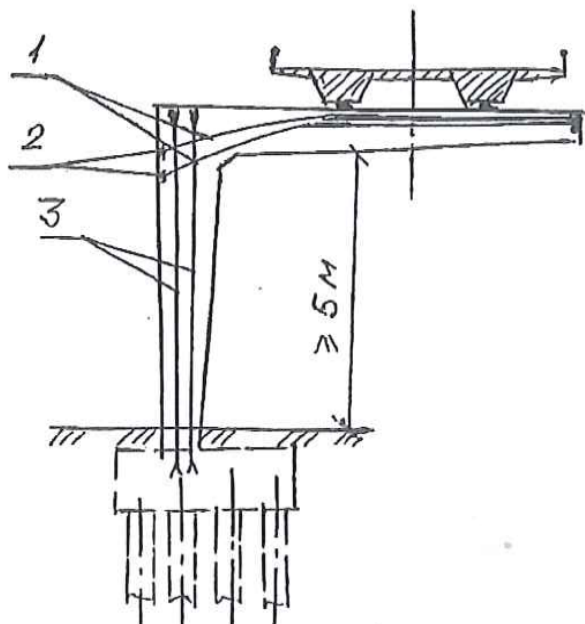
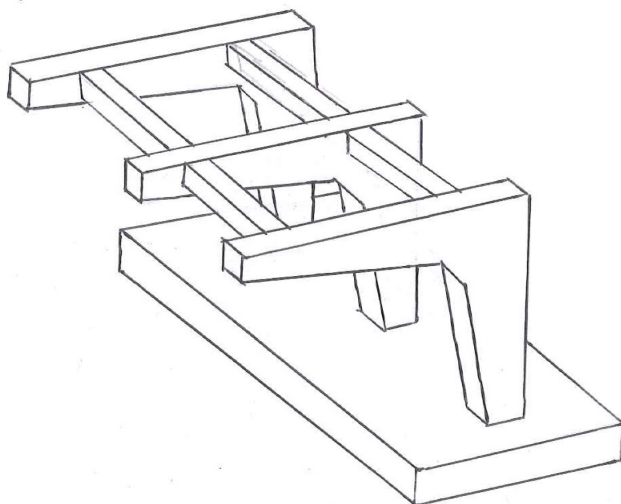


Рис. 2.2. Армирование Г-образной железобетонной опоры:
1 – пучки ригеля; 2 – внешние анкеры; 3 – пучки стойки

Для улучшения работы Г-образных опор образуют пространственный блок из 2–3 рам, объединенных между собой распорками в уровне ригелей и стоек и общим фундаментом (рис. 2.3). Такое решение, например, было принято на эстакаде 3-го транспортного кольца в Москве (рис. 2.3, а).



а)



б)

Рис. 2.3. Пространственная опора из Г-образных рам: общий вид (а)
и рамный блок (б)

2.3. Т-образные опоры

Т-образные опоры, как и Г-образные интенсивно армируют обычной и предварительно напряженной арматурой (рис. 2.4).

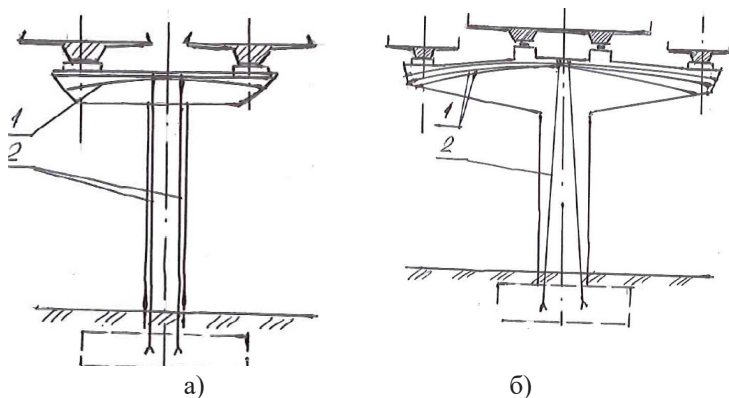


Рис. 2.4. Т-образные опоры разделяющихся эстакад под два разветвляемых пролетных строения (а) и под пролетное строение с ответвлениями (б):
1 – пучки ригеля; 2 – пучки стойки

Т-образные опоры применяют и в стальной исполнении под ответвляемые пролетные строения. Стойки обычно имеют трубчатое поперечное сечение, реже – двутавровое.



Рис. 2.5. Опора-стенка Т-образной формы

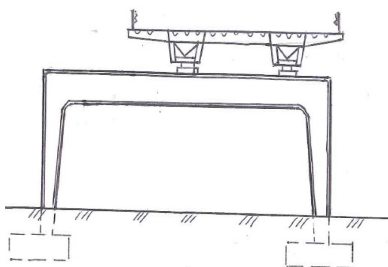
Т-образную форму могут иметь опоры-стенки. На рис. 2.5 представлена такая опора.

2.4. П-образные и другие рамные опоры под многоуровневое движение

П-образные опоры ЭРП в наибольшей степени приспособлены для сложных транспортных сооружений. Ригель такой опоры позволяет расположить пролетное строение в любом его месте.



а)



б)

Рис. 2.6. Стальные П-образные опоры эстакад:
общий вид (а) и фасад (б)

Пролет стального ригеля таких опор при коробчатом сечении составляет до 15 м. Пролет ригеля железобетонной опоры доходит до 10 м. Расстояние от уровня проезжей части до низа ригеля составляет более 5 м.

Рамные опоры многоуровневых пересечений и развязок с двумя и более стойками достаточно разнообразны по схеме. Наиболее часто встречающиеся рамные опоры имеют схемы, приведенные на рис. 2.7. Для

опирания пролетных строений разных уровней П-образную раму дополняют ригелями, в том числе консольными. При опирании 2-х и более пролетных строений в П-образной опоре предусматривают дополнительные стойки, уменьшающие пролет ригеля.

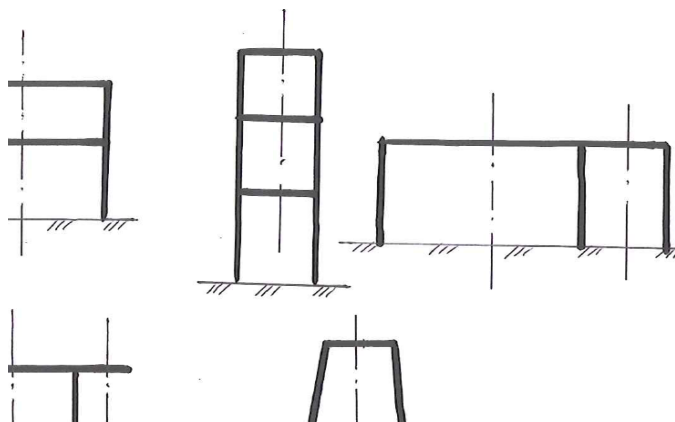
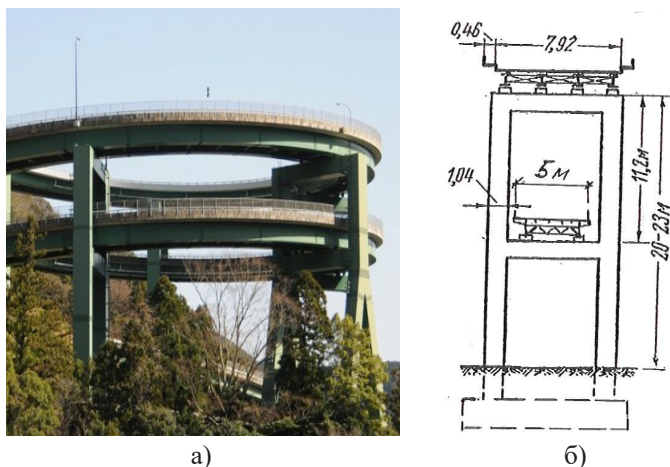


Рис. 2.7. Схемы рамных опор многоуровневых пересечений и развязок

Рамные опоры с несколькими ригелями представляют собой удачное решение не только для развязок (рис. 2.8), но и для криволинейных и спиральных съездов с больших мостов (рис. 2.9).



Рис. 2.8. Рамные железобетонные опоры транспортной развязки



а)
Рис. 2.9. Рамные железобетонные опоры под 2 надземных
уровня движения: общий вид на опоры (а)
и поперечное сечение опоры с размерами (б)

П-образная рама может служить элементом жесткости Г-образной опоры, поддерживающей одну из эстакад транспортного пересечения (рис. 2.10).



Рис. 2.10. Рамная опора транспортного пересечения

В современных транспортных развязках и пересечениях многоярусность создается сочетанием Г-, П- и Т-образных и столбчатых опор. Примеры схем, реализованных на практике показаны на рис. 2.11.

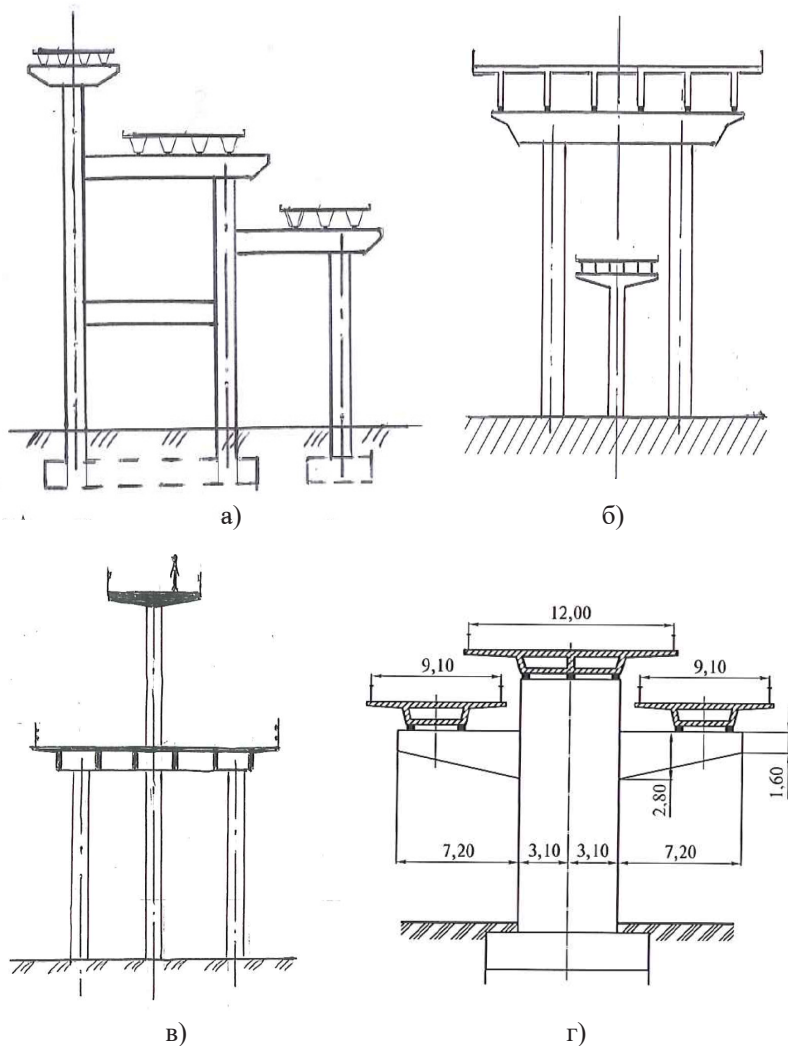
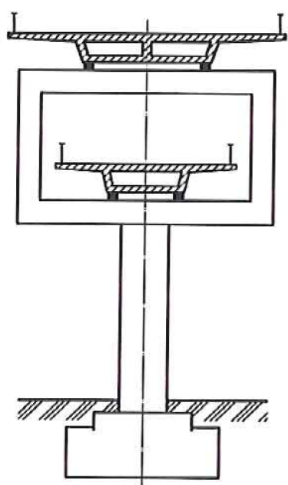
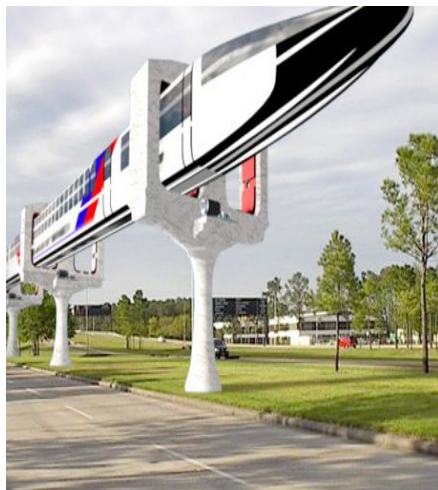


Рис. 2.11. Опоры транспортных развязок и пересечений: рамная ступенчатая (а); комбинация П-образной и Т-образных (б); комбинация столбчатой и П-образной (в); столбчатая с симметрично расположенными ригелями (г)

Во многих построенных в Японии развязках применены многоярусные рамные опоры или опоры с одним замкнутым контуром, расположенном на столбе. При этом такие опоры могут быть плоскими и симметричными (рис. 2.12, а). Такого типа опоры применяют также для организации движения монорельсового транспорта. На рис. 2.12, б представлена двухсекционная замкнутая рама на одном столбе.



а)



б)

Рис. 2.12. Одностолбчатые опоры с замкнутыми рамами:
для транспортной развязки (а); для монорельсовой дороги (б)

Наиболее сложной представляется опора многоуровневой транспортной развязки в виде пространственного рамного блока. Такие опоры были реализованы при строительстве одной из развязок в Японии. Общий вид такой опоры, расположенной в средней части 4-уровневой развязки приведен на рис. 2.13. Наиболее сложной представляется опора многоуровневой транспортной развязки в виде пространственного рамного блока. Такие опоры были реализованы при строительстве одной из развязок в Японии. Общий вид такой опоры, расположенной в средней части 4-уровневой развязки приведен на рис. 2.13.

Опора под воздействием временных подвижных нагрузок, приложенных в нескольких уровнях, находится в сложном напряженно-деформированном состоянии. С учетом сейсмических воздействий проектирование подобных опор представляется достаточно сложной инженерной задачей.

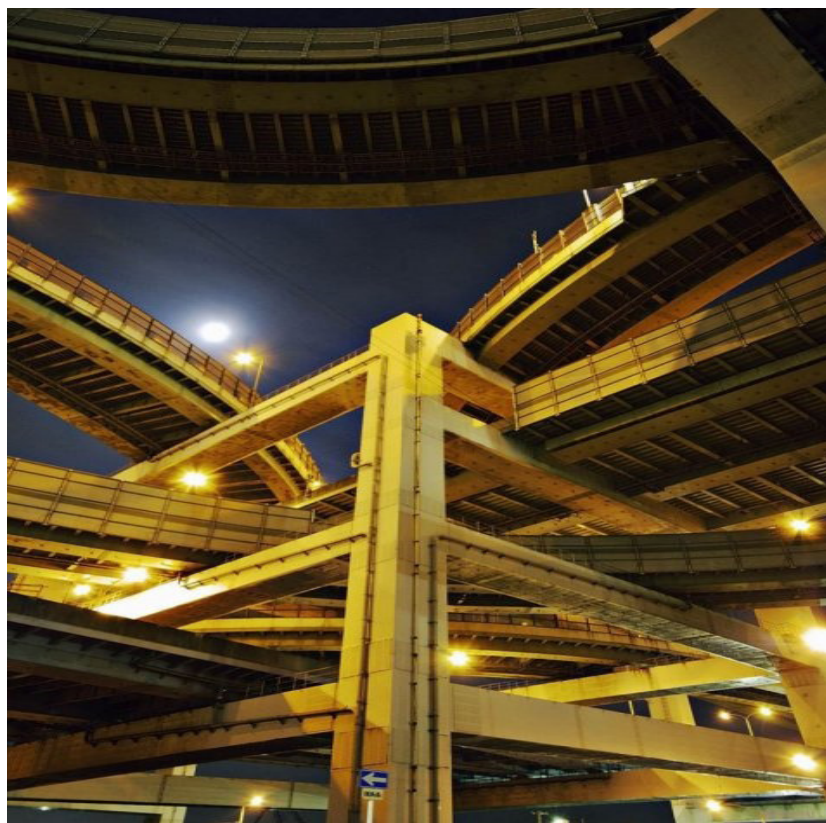


Рис. 2.13. Пространственная рамная опора
многоуровневой транспортной развязки в Японии

2.5. Одностоечные рамные опоры многоуровневых развязок и пересечений с консольными ригелями

Как было показано в работе автора [12], наименьшую площадь транспортной развязки занимают одностолбчатые опоры, которые в случае многоуровневой конструкции имеют значительную высоту и снабжены несколькими консолями (рис. 2.14). При этом столб, расположенный по центру развязки, пронизывает несколько уровней пролетных строений и подвержен сжатию, изгибу в нескольких плоскостях и закручиванию (рис. 2.14, а). Если в качестве пролетных строений развязки используют плитные конструкции, решение с одним центральным столбом, снабженным консолями, представляется наиболее эффективным.

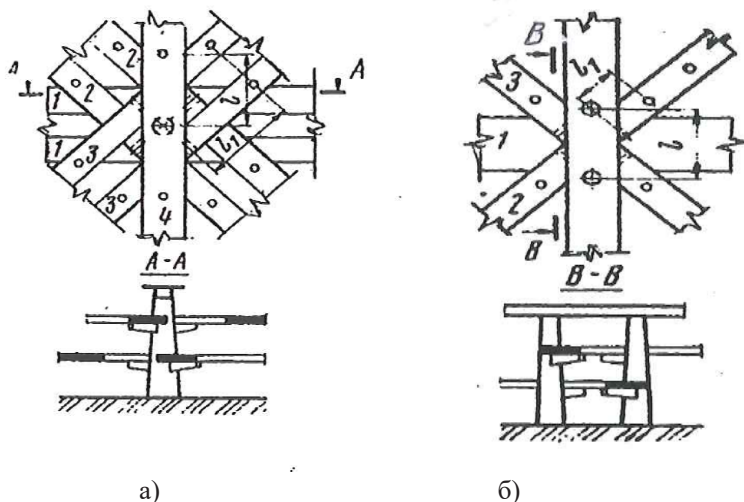


Рис. 2.14. Опоры многоуровневых транспортных пересечений
в виде одностоечной рамы с консольными ригелями
при расположении в центре пересечения одной
одностоечной рамы (а); двух одностоечных рам (б):
1...4 – уровни движения

В центральной части многоуровневого пересечения располагают также по 2 одностоечной рамной опоры. Каждая из стоек рам располагается за пределами дороги самого нижнего уровня (рис. 2.14, б).

Использование одностоечных рамных опор позволяет уменьшить число опор транспортного пересечения или развязки. В тоже время одностоечные опоры, воспринимающие эксцентричное давление от по крайней мере 2-х уровней кроме самого верхнего, требуют проведение детального расчета и сложного армирования.

ГЛАВА 3. ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ОДНОСТОЕЧНЫХ РАМНЫХ ОПОР С КОНСОЛЬНЫМИ РИГЕЛЯМИ МНОГОУРОВНЕВЫХ ТРАНСПОРТНЫХ ПЕРЕСЕЧЕНИЙ И РАЗВЯЗОК

3.1. Современное состояние и проблемы проектирования сложных опор транспортных пересечений и развязок

Важнейшим компонентом любого проекта является вариантное проектирование, обеспечивающее сравнение вариантов сооружения по расходу материалов, стоимости и трудоемкости их возведения. При выборе вариантов опор транспортных сооружений необходим учет условий их расположения по отношению к прилегающим улицам и существующей застройке. Обычно проектирование многоярусных транспортных пересечений начинается с технико-экономического обоснования необходимости строительства сооружения (или обоснования инвестиций).

Проектируемые опоры должны быть легкими и в наименьшей степени стеснять подэстакадное пространство, гармонизировать с окружающей застройкой. Расположение опор эстакад и выбор типа фундаментов должны быть согласованы с размещением существующих городских подземных сетей и по возможности с уменьшением работ по их перекладке.

Архитектуру мостовых сооружений необходимо выбирать с учетом перспективы развития улично-дорожной сети и транспортных систем в соответствии с генеральным планом развития городов, схемой комплексного развития всех видов транспорта, и т. д.

Проектируемые опоры многоярусных транспортных пересечений должны удовлетворять требованиям действующих нормативных документов [23; 26; 43]. В общем эти требования сводятся к следующему:

- планировка пересечений, число ярусов, радиусы поворотов и длина подходов должны быть увязаны в комплексе с окружающей застройкой и с учетом стоимости городской территории, отводимой под пересечение;
- должны быть обеспечены минимальные площади, отводимые под стройплощадку;
- должно быть обеспечено минимальное стеснение площадей в зоне существующих транспортных коммуникаций и минимальные сроки строительства;
- проектировщики при разработке проекта организации строительства должны максимально использовать местные строительные базы и источники получения материалов и изделий;
- опоры, как и пролетные строения должны обеспечивать безопасность и надежность в течение жизненного цикла функционирования транспортного сооружения в целом.

При проектировании сложных по конструкции опор проектировщики используют различные программные комплексы на базе метода конечных элементов. Из-за редкого применения высоких одностоечных опор под несколько уровней движения нет обобщающих результатов их проектирования и расчета. В настоящей работе сделана попытка получить некоторые обобщающие результаты поведения таких опор под действием нормативных нагрузок, принятых во многих странах, а именно нагрузок по нормам США – AASHTO – LRFD [26]. Временная подвижная нагрузка по этим нормам представлена на рис. 3.1.

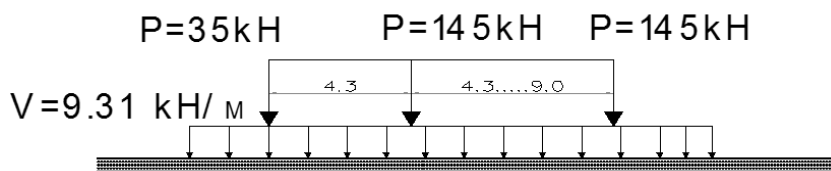


Рис. 3.1. Вертикальная временная подвижная нагрузка по нормам AASHTO – LRFD

Полученные результаты для некоторых случаев сравниваются с данными, полученным по нормам России [23].

Нормы США, также, как и нормы России, основываются на методике предельных состояний. При этом рассматриваются 4 предельных состояния:

- предельное состояние по эксплуатации, характеризующееся ограничениями по напряжениям, деформациям и ширине раскрытия трещин;
- предельное состояние по выносливости, характеризующееся ограничениями по амплитуде напряжений под подвижными нагрузками;
- предельное состояние по прочности, принимаемое как гарантия прочности и устойчивости;
- экстремальное предельное состояние, соответствующее случаям непреодолимой силы.

Важной особенностью этих норм по сравнению с нормами России по железобетонным мостам является обязательность расчета по выносливости.

3.2. Примененные программные продукты

В качестве инструмента для проведения исследований особенностей работы опоры многоуровневого транспортного пересечения были использованы программные комплексы MIDAS Civil и Midas FEA [35–37]. Эти программные комплексы представляют собой полностью интегрированные системы, предназначенная для проектирования мостов и транспортных сооружений. Системы сочетают в себе как возможности расчетов конструкций общего вида, так и возможности расчетов, характерных для мостов. Пакеты программ обеспечивают расчет конструкций из предварительно напряженного бетона, в том числе пролетных строений и опор мостовых сооружений. Расчет в программных комплексах выполняется на базе метода конечных элементов (МКЭ).

Программные комплексы давали возможность использовать различные подвижные нагрузки, учитывать усадку и ползучесть бетона, применять различные конечные элементы (рис. 3.2).

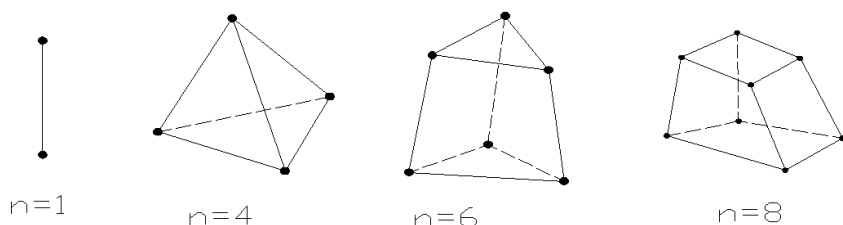


Рис. 3.2. Виды примененных конечных элементов

В зависимости от решаемых задач были использованы стержневые и блочные конечные элементы.

3.3. Объект исследования и его обобщенная конечно-элементная модель

В качестве объекта исследований была принята одностоечная рамная опора с двумя консольным ригелями, расположенными на разной высоте и ориентированными в произвольных направлениях. Такого типа опоры устанавливают в средней части многоуровневого транспортного пересечения или развязки. Пролетные строения пересекающихся эстакад опираются на верх опоры и консольные ригели. Такое решение обеспечивает пересечение в 4-х уровнях движения.

Для решения поставленных задач в работе вначале используется модель из пространственно-стержневых элементов, чтобы найти реакции, передаваемые от пролетных строений на выступающие из тела опоры консоли и на верхний уровень опоры. После этого используется модель, состоящая из пространственно-блочных элементов (рис. 3.3).

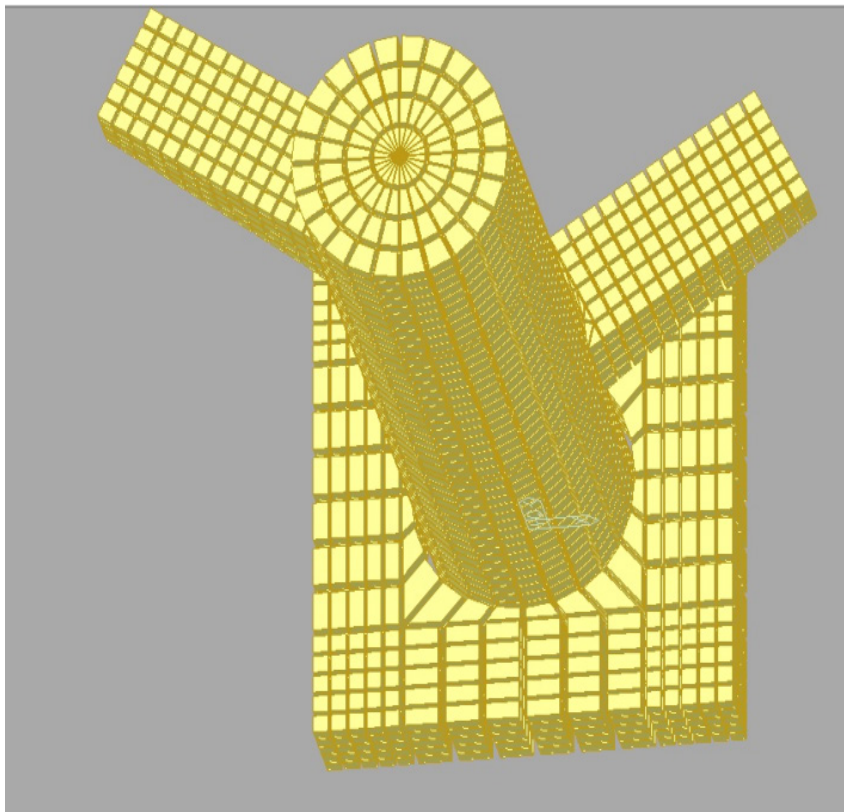


Рис. 3.3. Конечно-элементная модель одностоечной
рамной опоры с консолями

Объемные конечные элементы, образующие тело опоры в зависимости от мест расположения участков, имели в плане треугольную или четырехугольную формы, т. е. обеспечивали шесть или восемь компонентов усилий и деформаций. В конечных элементах учитывались крутящие и изгибающие моменты двух направлений, продольные и сдвигающие усилия (рис. 3.4).

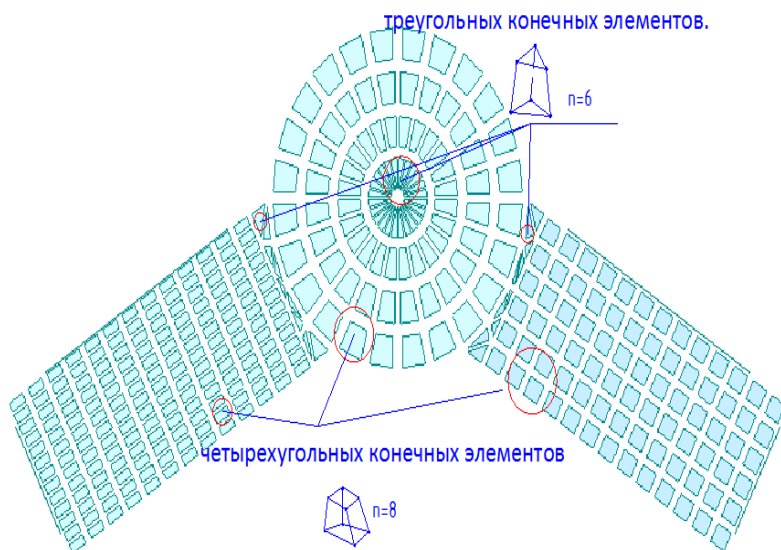


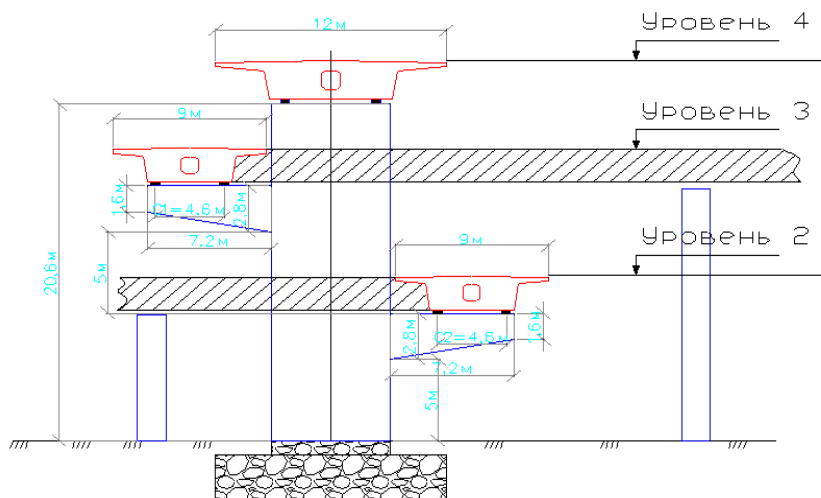
Рис. 3.4. Виды блочных конечных элементов обобщенной модели

На рис. 3.5 показано расположение одностоечной рамной опоры в средней части транспортного пересечения. Пролетные строения на рис. 3.5 прямолинейны, хотя в общем случае они могут быть криволинейными в плане. Все пролетные строения предполагаются единой конструкции из железобетона. Ширина неразрезных пролетных на 4-ом уровне принята равной 12 м и шириной 9 м – во 2 и 3-ем уровнях движения. Опираение пролетных строений осуществляется на 2 опорные части, как на вершине опоры, так и на консолях.

Длины пролетов приняты следующими: для пролетного строения 4-го уровня – по 42 м, а для остальных пролетных строений (2 и 3-го уровней) – по 33 м, что характерно для многих эстакад развязок.

Пролетные строения 2–4 уровней опираются на исследуемую рамную опору, остальные опоры пролетных строений консольных ригелей не имеют.

Разрез пересечения по исследуемой рамной опоре с принятыми размерами представлен на рис. 3.5.



29

3.4. Нагрузки и загрузки рамной опоры

Нагрузки и их сочетания приняты в соответствии с нормами AASHTO – LRFD. Временная подвижная нагрузка HL-93 учитывалась на двух полосах движения, давление ветра – вдоль и поперек оси пролетного строения верхнего уровня, тормозные силы в размере 50% от распределенной составляющей нагрузки HL-93. Поперечную горизонтальную нагрузку, связанную с ударами подвижной временной нагрузки T_t принимали независимо от числа загружаемых полос нагрузки HL-93 в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 3,627 кН/м. Горизонтальная продольная нагрузка от торможения и ветровая нагрузка не учитывались в сочетании с поперечными ударами.

Исследуемая опоры многоуровневой развязки загружалась таким образом, чтобы были обеспечены наибольшие напряжения как в теле опоры, так и в заделке консольных свесов (рис. 3.7).

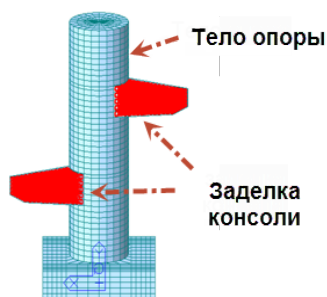


Рис. 3.7. Участки исследуемой опоры

В качестве критерия по нормальным напряжениям в программе использована формула:

$$\sigma_k = \frac{N}{F} \pm \frac{M_y}{J_y} z_k \pm \frac{M_z}{J_z} y_k \pm \sigma_{PT}, \quad (3.1)$$

и для критериев по касательным напряжениям – формулы

$$\tau_{k(y)} = \frac{Q_y * S_y}{J_z * b_z} + \frac{M_{kpy}}{2Fb_z}; \tau_{k(z)} = \frac{Q_z * S_z}{J_y * b_y} + \frac{M_{kpy}}{2Fb_y}, \quad (3.2)$$

$$\tau_k = \max(\tau_{k(y)}, \tau_{k(z)}),$$

где N , Q_y , Q_z , M_y , M_z , $M_{кпу}$ – внутренние усилия в сечении;
 I_y , I_z , S_y , S_z , F – моменты инерции, статические моменты и площадь сечения поперечных сечений;

b_y, b_z – расстояния между контрольными точками, лежащими на пересечении главных осей инерции и контура;

σ_{pt} – суммарные изменения напряжений в данной точке сечения, вызванные усадкой, ползучестью бетона и другими длительными воздействиями.

Кроме нормальных σ_k и касательных напряжений τ_k , в качестве критериев приняты также эффективные нормальные напряжения σ_{eff} и максимальные касательные напряжения τ_{max} . Вычисление эффективных нормальных и максимальных касательных напряжений производилось по формулам:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]}, \quad (3.3)$$

$$\tau_{max} = \max\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}, \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}\right), \quad (3.4)$$

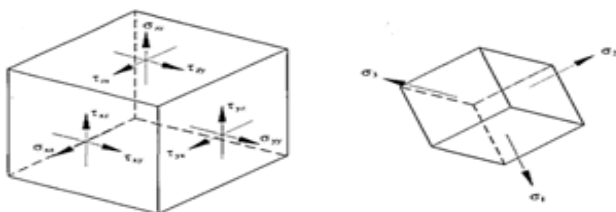
где $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – нормальные напряжения по главным осям определяются из выражения (рис. 3.8):

$$\begin{aligned} I_1 &= \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}, \\ I_2 &= \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} \end{vmatrix} - \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xz} \\ \tau_{xz} & \sigma_{zz} \end{vmatrix} - \begin{vmatrix} \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{vmatrix}, \\ I_3 &= \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{vmatrix}; \end{aligned} \quad (3.5)$$

где $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ – нормальные напряжения;

$\tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{xz}, \tau_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{zy}$ – касательные напряжения;

$\tau_{xy} = \tau_{yx}, \tau_{xz} = \tau_{zx}, \tau_{yz} = \tau_{zy}$ (см. рис. 3.8).



а) б)
Рис. 3.8. Вектора нормальных, касательных (а)
и главных напряжений (б) блочного элемента
в пространстве

Для получения максимальных значений внутренних усилий и напряжений были приняты 4 случая сочетания нагрузок (табл. 3.1)

Таблица 3.1

Нагрузки	Сочетания нагрузок			
	1	2	3	4
Собственный вес	✓	✓	✓	✓
Ветровая нагрузка			✓	
Силы торможения			✓	
Поперечные удары				✓
Подвижная нагрузка на 4-ом уровне в двух смежных пролетах	✓		✓	✓
Подвижная нагрузка на 3-ем уровне в двух смежных пролетах	✓	✓	✓	✓
Подвижная нагрузка на 2-ом уровне в двух смежных пролетах	✓	✓	✓	✓
Подвижная нагрузка на 4-ом уровне в одном пролете		✓		

В таблица 3.1 (см. также рис. 3.6):

- случай 1: уровни 2–4 загружены подвижной нагрузкой в 2-х смежных пролетах для создания наибольшего давления на тело опоры;
- случай 2: верхний уровень загружен подвижной нагрузкой в одном пролете, два нижних уровня загружены подвижной нагрузкой в двух пролетах, что создает наибольшее внецентренное сжатие для стойки опоры;
- случай 3: в верхнем уровне подвижной нагрузкой загружены 2 смежных пролета, в двух нижних загружены подвижной нагрузкой 2 смежных пролета.

Кроме того, приложены тормозные силы к эстакадам 2 и 3 уровней и ветровая нагрузка вдоль эстакад 2 и 3 уровней движения. Это сочетание обеспечивало наибольшее закручивание стойки опоры;

- случай 4: загружены подвижной нагрузкой все три уровня в 2-х смежных пролетах и добавлены поперечные удары временной подвижной нагрузки в уровнях 2 и 3. Такое сочетание создает наибольшие перемещения верха опоры.

3.5. Учет неупругих деформаций бетона в расчетной модели опоры

Это явление уменьшения объема при постоянной температуре испарения. Изменение объема с течением времени происходит в зависимости от количества свежесушеного бетона, марки цемента, используемых материалов и условий твердения (температуры, влажности, скорости ветра).

По нормам AASHTO выделяют два типа усадки: пластическая и усадка при высыхании. Пластическая усадка происходит в течение первых нескольких часов после укладки свежего бетона в форму. Площадь поверхности опалубки быстро подвергается воздействию сухой воздушной среде и происходит быстрый отвод воды из бетона, что приводит к образованию трещин.

Усадка при высыхании происходит после того, как бетон затвердел и химические реакции в бетоне завершены.

Согласно стандарта AASHTO имеется выражение для усадочных деформаций в расчете на сухое время года при заданной относительной влажности и площади поверхности уложенного бетона.

Для влажного и непропаренного бетона деформации усадки в момент t определяется выражением:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h [t / (35+t)] 0,51 \times 10^{-3} \quad (3.6)$$

где: t – время суток;

k_s – коэффициент равный 1,1;

k_h – коэффициент влажности, как правило, принимаются равным 1,0. В районах, где относительная влажность воздуха превышает 80%, k_h может быть принят 0,86.

В общем случае коэффициент K_s определяется по нормам AASHTO с учетом графиков, приведенных на рис.3.8.

Коэффициент влажности k_h можно определить из табл. 3.2.

Для бетона после пропаривания соответственно имеем:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h [t / (55+t)] 0,56 \times 10^{-3} \quad (3.7)$$

Состав бетона существенно влияет на процесс усадки цементного камня. Уменьшению усадки способствуют прочность материала, высокий модуль упругости, шероховатость поверхности бетонной конструкции.

Наиболее эффективны меры по сокращению количества воды в смеси, так как избыток воды ведет к интенсивному испарению и усадке. Проектировщик может изменять количество воды за счет варьирования соотношения (вода / цемент). В этой связи целесообразно также использование таких материалов, которые могли бы обеспечивалось минимальное водопоглощение. Повышенная влажность окружающей среды и армирование уменьшает усадку бетона.

Добавки бетонной смеси также влияют на усадку. Например, хлористый кальций увеличивает усадку, а пенобетон ее уменьшает. Быстротвердеющие цементы усадку увеличивают.

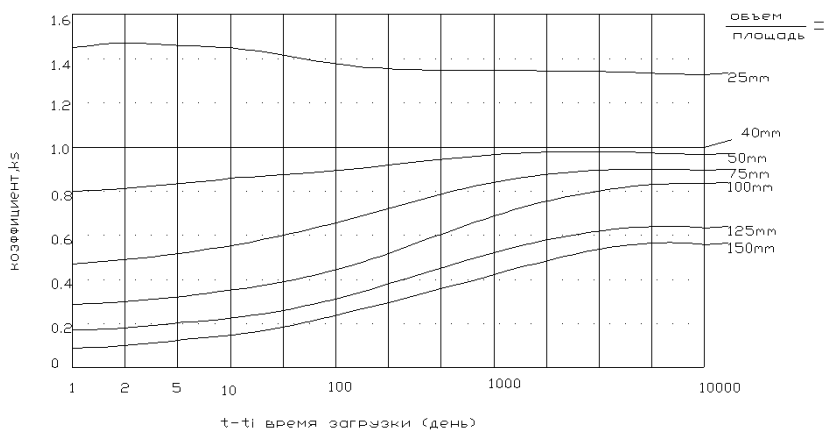


Рис. 3.8. Графики определения коэффициента K_s в соответствии с нормами AASHTO

Таблица 3.2

Средняя относительная влажность окружающей среды, Н%	k_h
40	1,43
50	1,29
60	1,14
70	1,0
80	0,86
90	0,43
100	0

При исследовании работы высоких рамных опор необходим учет ползучести бетона. Ползучесть бетона, как известно, связана с деформациями, увеличивающимися с течением времени под действием постоянно действующих нагрузок. Ползучесть зависит как от прочности на сжатие,

так и возраста бетона. Срок службы транспортных развязок и их опор измеряется десятилетиями и поэтому явление ползучести сказывается на внутренних напряжениях элементов рамных опор.

Ползучесть и усадка связаны с явлением гидратации цемента. Деформации ползучести \mathcal{E}_{cr} описываются зависимостью:

$$\mathcal{E}_{cr}(t, t_i) = \Psi(t, t_i) \cdot \mathcal{E}_{ci} \quad (3.8)$$

где: t – возраст бетона; t_i – возраст бетона в дни регулярных увеличений постоянной нагрузок, \mathcal{E}_{ci} – мгновенная упругая деформация под действием долговременной нагрузки; Ψ – коэффициент ползучести.

По нормам AASHTO коэффициент ползучести определяется по формуле:

$$\Psi(t, t_i) = 3,5 k_c k_f \left(1,58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0,118} \left[\frac{(t - t_i)^{0,6}}{10 + (t - t_i)^{0,6}} \right]; \quad (3.9)$$

$$k_f = \frac{62}{42 + f'_c}$$

где H – относительная влажность воздуха (%);

k_c – коэффициент, учитывающий объемный эффект и принимаемый равным 2,1;

f'_c – абсолютное значение 28-дневной прочности бетона на сжатие (МПа);

$t - t_i$ – время загрузки (дни).

Эффект ползучести уменьшается при использовании арматуры, что характерно для железобетонных конструкций, в том числе и опор транспортных развязок.

ГЛАВА 4. ПАРАМЕТРИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОДНОСТОЕЧНОЙ РАМНОЙ ОПОРЫ С ДВУМЯ КОНСОЛЬНЫМИ РИГЕЛЯМИ

4.1. Влияние формы и размеров столба на распределение внутренних силовых факторов в сечениях стойки и ригелей опоры

Для проведения исследований был принят один из возможных вариантов загрузки опоры, а именно: на верхнем 4-м уровне приложена в 2-х смежных пролетах временная подвижная нагрузка, на 3-м и 2-м уровнях, кроме того, тормозные силы T_i и составляющие поперечной ветровой нагрузки W_i (рис. 4.1). При этом через i обозначен уровень опоры.

Расположение уровней исследуемой опоры увязано с требованием высотного габарита, а именно 5 м. Таким образом, общая высота опоры для четырех уровней движения с учетом высоты ригелей должна быть не менее 20...21 м.

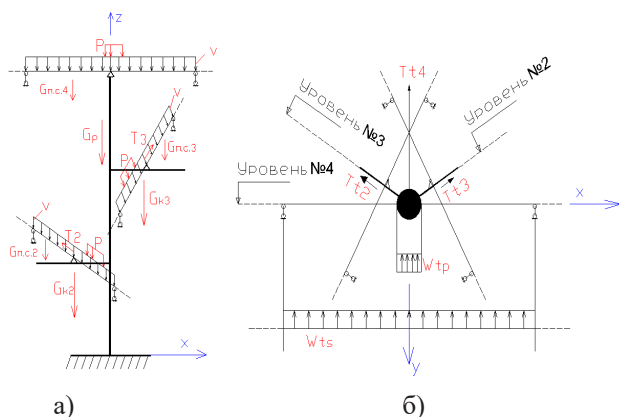


Рис. 4.1. Схема загрузки исследуемой опоры временными нагрузками: по фасаду опоры (а) и в плане (б)

На рис. 4.1 приняты следующие обозначения:

G_p – собственный вес стойки опоры;

$G_{к2}$ и $G_{к3}$ – собственный вес ригелей 2 и 3 уровней движения;

$G_{пс2}$, $G_{пс3}$, $G_{пс4}$ – собственный вес пролетных строений соответственно 2, 3 и 4 уровней движения;

T_{ti} и T_i – силы торможения и поперечные удары подвижной нагрузки на i -м уровне движения;

W_{ip} и W_{ts} — давление ветра на опору и пролетные строения.

При проведении исследований были рассмотрены различные формы стоек рамных одностоечных опор и поперечных сечений, а именно: цилиндрическая стойка со сплошным сечением разного диаметра (рис. 4.2, а, в, д), в виде усеченного конуса сплошного сечения (рис. 4.2, б), с круглым полым сечением (рис. 4.2, г), стойка с прямоугольным полым сечением (рис. 4.2, е) и прямоугольная стойка сплошного сечения (рис. 4.2, ж).

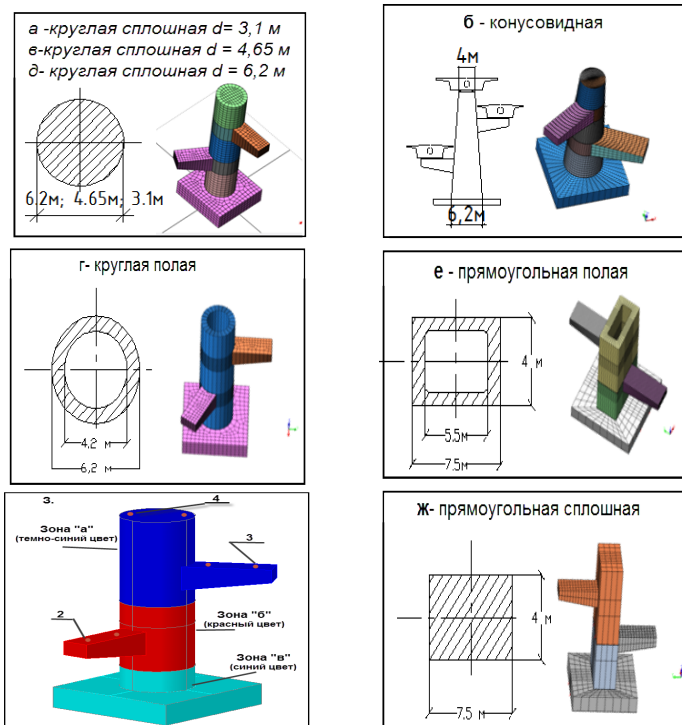


Рис. 4.2. Формы исследованных стоек рамной опоры с разными поперечными сечениями: сплошного круглого (а, в, д), конической формы (б), полого круглого (г), прямоугольного полого (е), прямоугольного сплошного (ж) и исследуемые зоны стоечной опоры (з)

Были проведены расчеты по определению нормальных и касательных напряжений для всех видов рассмотренных опор в наиболее характерных зонах а, б, в (см. рис. 4.2, з). Результаты расчетов были оформлены в виде графиков зависимости напряжений от вида опор. На графиках

рис. 4.3, а, б показано изменение наибольших эффективных (а) и касательных напряжений (б), из которых видно, что зоны «а» и «б» являются наиболее нагруженными по сравнению с зоной «в». Например, разница в эффективных напряжениях для сплошного круглого сечения диаметром 3,1 м в заделке консольного ригеля и по обрезу фундамента составляет около 12, а для стойки диаметром 6,2 м – 6, т. е. достаточно значительная (см. рис. 4.3, а). Для касательных напряжений это соотношение примерно такое же (см. рис. 4.3, б).

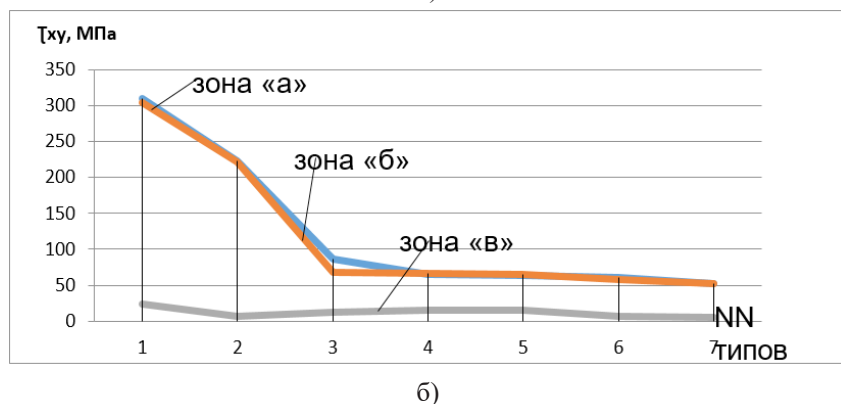
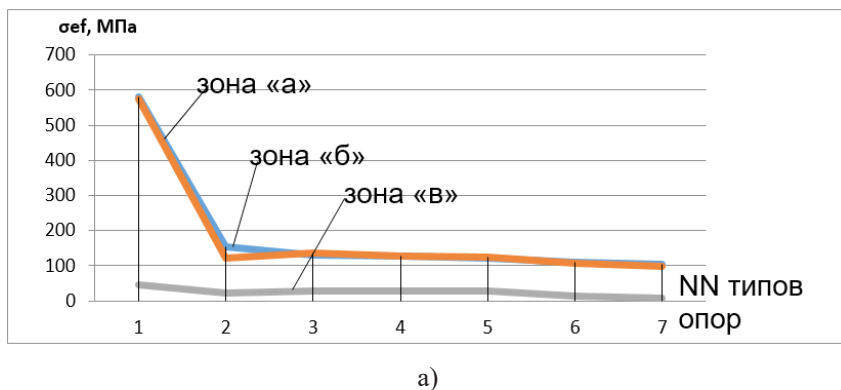


Рис. 4.3. Графики напряжений: а – наибольших эффективных напряжений в различных зонах опоры; б – наибольших касательных напряжений в различных зонах опоры

Для остальных рассмотренных форм и сечений стоек опоры разница по эффективным и касательным напряжениям в тех же сечениях почти одинакова и составила 3,5...4.

Последние данные свидетельствуют о том, что соотношение высоты стойки рамной опоры к большему размеру сечения около 3 способствует более рациональному распределению напряжений в наиболее напряженных зонах одностоечной рамной опоры.

Таким образом, уровни напряжений в заделках консольных ригелей в несколько раз могут превышать напряжения по обрезу фундамента и поэтому эти зоны должны быть интенсивно армированы для обеспечения прочности и трещиностойкости сечений ригелей. Для одностоечных рамных опор с консольными ригелями имеют место ярко выраженные зоны с максимальными напряжениями, расположенные в зонах заделки ригелей и по обрезу фундамента. Пример таких зон для стойки диаметром 6,2 м приведен на рис. 4.4.

С точки зрения выбора поперечного сечения рамных одностоечных опор наиболее целесообразным можно считать опоры круглого сплошного постоянного или переменного сечения. Такая форма сечения в наибольшей степени упрощает технологию возведения, армирования и расположения в плане консольных ригелей.

4.2. Перемещения одностоечной рамной опоры

В работе были рассмотрены общие деформации тела исследуемой опоры и ее консолей (рис. 4.5). При наиболее неблагоприятном сочетании нагрузок, создающих наибольшие горизонтальные перемещения верха опоры и вертикальные перемещения концов консольных ригелей, были получены данные, которые после обработки представлены в виде графиков рис. 4.6.

Линейные и угловые перемещения стойки и ригелей должны быть ограничены из соображений безопасности движения транспортных средств по многоуровневому пересечению или развязке.

Из приведенных графиков видно, что прогибы консольных ригелей и горизонтальные смещения верха опоры имеют примерно одинаковый порядок. Создание предварительного напряжения элементов опоры и подбор сечений из условия прочности должны снизить полученные расчетом перемещения. Отметим, что приведенные напряжения имеют отношение к глобальным осям x , y , z .

Вывод можно сделать только о том, что жесткости опор под многоуровневое движение должны проверяться и ограничиваться. Недопустимые прогибы консольных ригелей могут способствовать смещения пролетных строений с опорных частей и падению пролетных строений.

5. Д- круглая сплошная d = 6,2 м

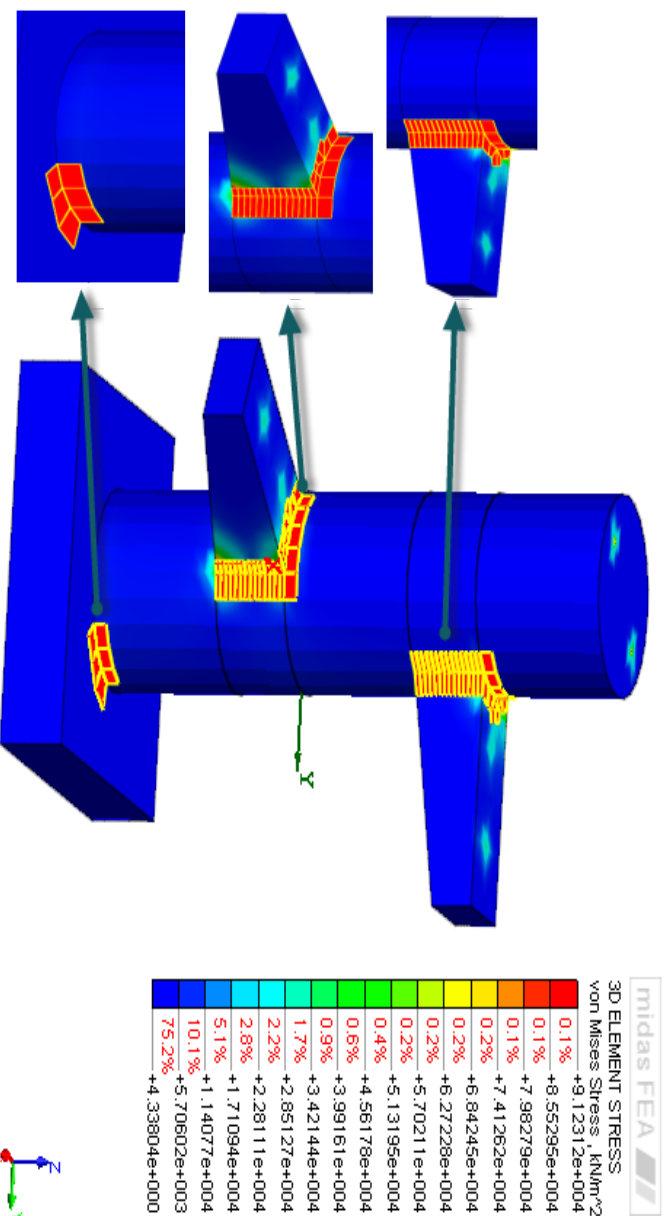


Рис. 4.4. Зоны максимальных напряжений одностоечной рамной опоры

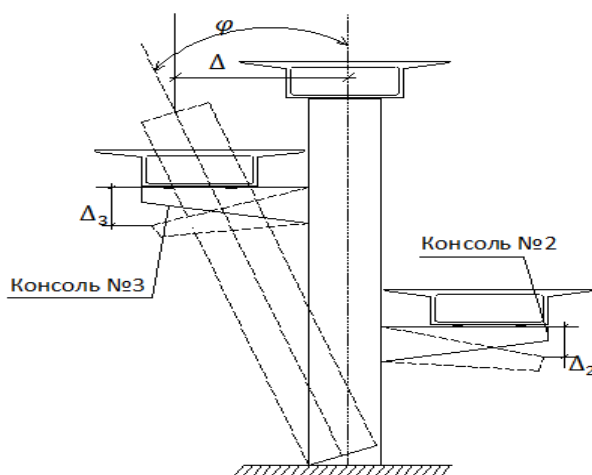


Рис. 4.5. Деформаций опоры:

Δ и φ – перемещения верха;

Δ_2 и Δ_3 – прогибы консолей №2 и №3

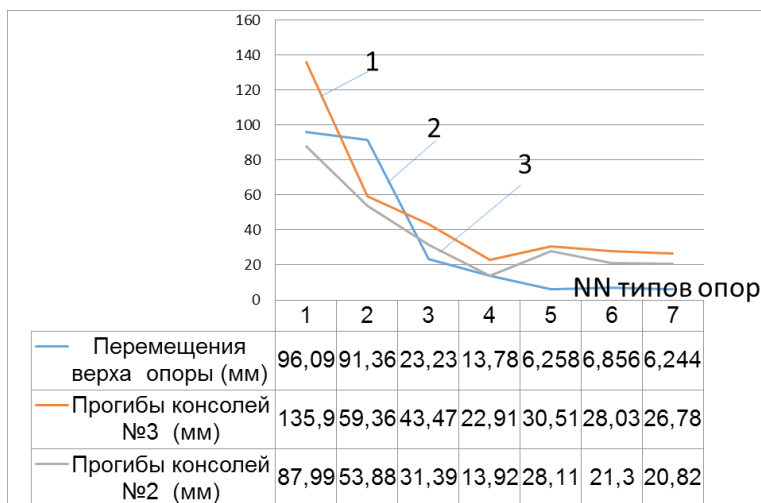


Рис. 4.6. Перемещения элементов опоры:

1 – верха тела опоры в горизонтальной плоскости XZ;

2 и 3 – консолей №2 и №3 по вертикали

4.3. Влияние отдельных нагрузок на изменение напряженного состояния исследуемой опоры

Влияние отдельных нагрузок на общее напряженное состояние опоры исследовалось на примере сплошной круглой конструкции $d = 6,2$ м (рис. 4.7).

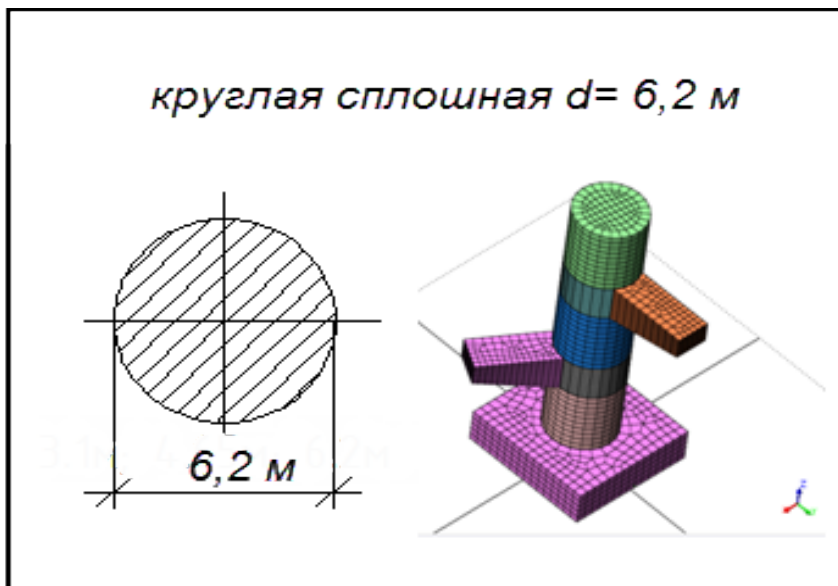


Рис. 4.7. Исследуемая опора со стойкой сплошного круглого сечения

Было отдельно рассмотрено влияние собственного веса опоры и опирающихся пролетных строений на всех уровнях, нормативной подвижной нагрузки, ветровой нагрузки, тормозных сил и поперечных ударов временной подвижной нагрузки. Силы торможения при расчете промежуточных опор прикладывали к центру тяжести неподвижных опорных частей, поперечные удары временной подвижной нагрузки – к поверхности проезжей части [6; 7].

Результаты расчетов эффективных напряжений в опасных зонах опоры представлены на графиках рис. 4.8.

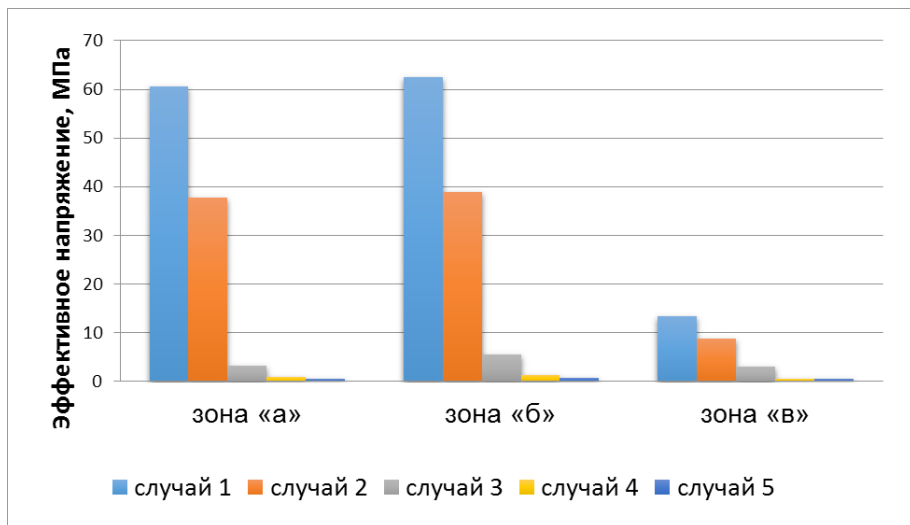


Рис. 4.8. Диаграммы эффективных напряжений
в исследуемых зонах опоры

При этом случаи 1...5 подразумевают следующие нагрузки:

- 1 – учтен только собственный вес опоры и пролетных строений;
- 2 – действует только временная подвижная нагрузка в двух смежных пролетах на всех уровнях;
- 3 – приложена ветровая нагрузка к телу опоры и боковым поверхностям пролетных строений 3-х уровней;
- 4 – действуют тормозные силы на всех уровнях движения;
- 5 – приложены нагрузки в виде поперечных ударов временной подвижной нагрузки на всех уровнях.

На рис. 4.9 представлены диаграммы касательных напряжений для исследуемых зон одностоечной опоры.

Из полученных диаграмм наглядно видно, что временная подвижная нагрузка создает большие по величине напряжения, как нормальные эффективные, так и касательные, сопоставимые с напряжениями от собственного веса опоры и пролетных строений. Для рассмотренных случаев напряжения от временной нагрузки для всех опасных зон составили 60...65 % от таких же напряжений, создаваемых постоянными нагрузками.

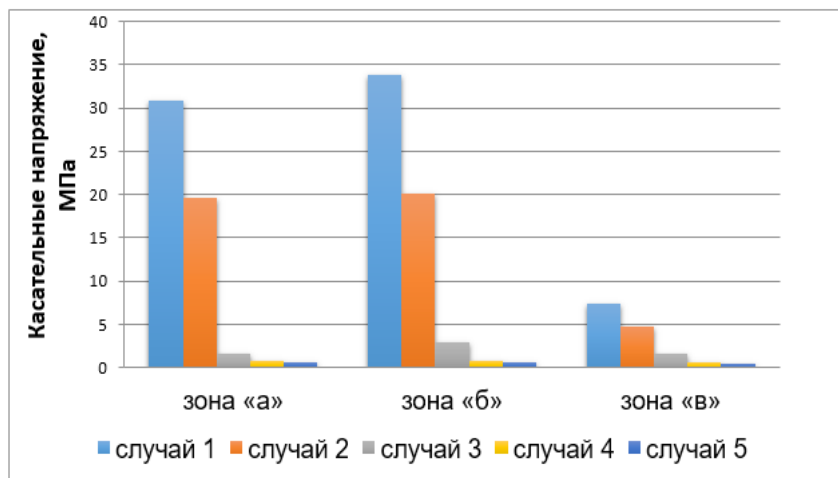


Рис. 4.9. Диаграммы касательных напряжений в исследуемых зонах опоры

Влияние тормозных сил, поперечных ударов и ветровой нагрузки оценивается примерно 3–7% по отношению от соответствующих напряжений, создаваемых постоянными нагрузками.

Таким образом, для рамных одностоечных опор определяющими при оценке напряженного состояния являются собственный вес опоры с пролетными строениями и временная подвижная нагрузка.

4.4. Влияние способов опирания пролетных строений на напряженное состояние характерных зон опоры

Пролетные строения, опирающиеся на одностоечную рамную опору, имеют шарнирно-подвижные или шарнирно-неподвижные опорные части. Как было выше показано, ни тормозные силы, ни поперечные удары временной подвижной нагрузки не оказывают на одностоечную рамную опору существенных воздействий и поэтому опирание пролетных строений может быть принято различным.

В рамках настоящей работы были рассмотрены всевозможные способы шарнирного опирания пролетных строений, которые и показаны на рис. 4.10.

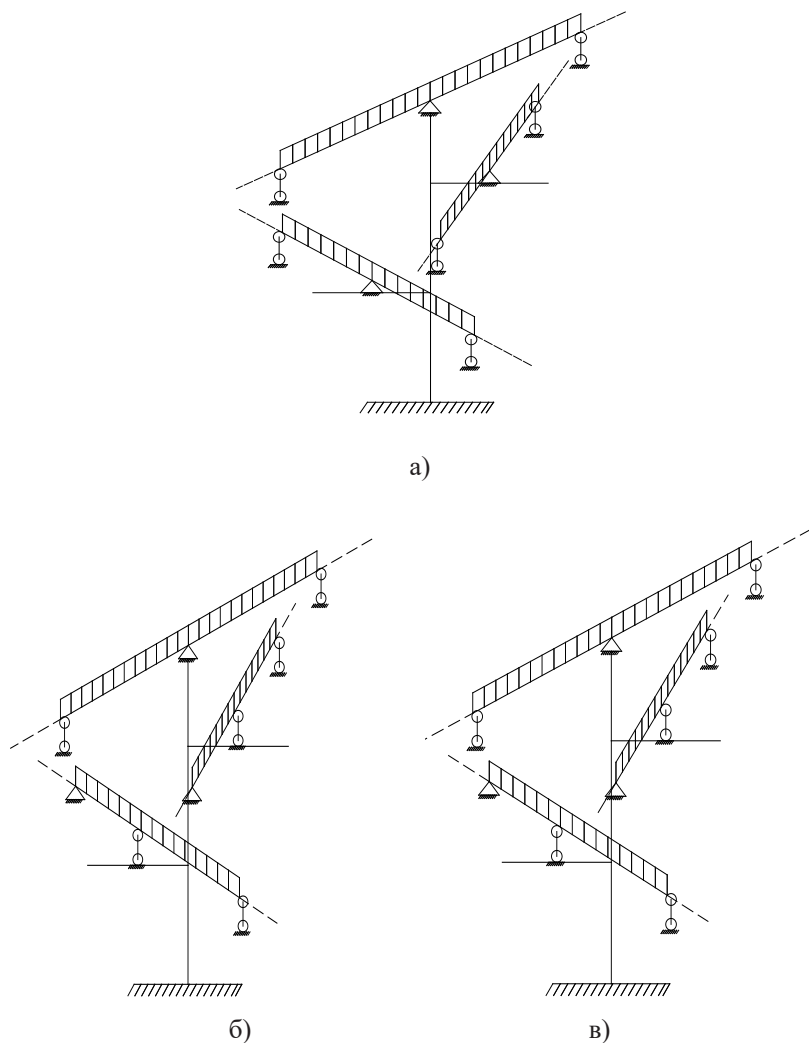


Рис. 4.10. Варианты опирания пролетных строений
на верху стойки и ригелях: а – при неподвижном закреплении
одной из опорных частей на каждом уровне; б – при неподвижном
закреплении на верхнем уровне; в – при подвижном закреплении всех
опорных частей на каждом уровне

В качестве нагрузок на опору приняты временная подвижна в пределах двух смежных пролетов, примыкающих к опоре и собственный вес опоры с пролетными строениями.

На диаграммах рис. 4.11 показаны значения полученных нормальных напряжений наиболее опасных зонах «а», «б» и «и», а также под опорными частями на всех уровнях 2, 3 и 4.

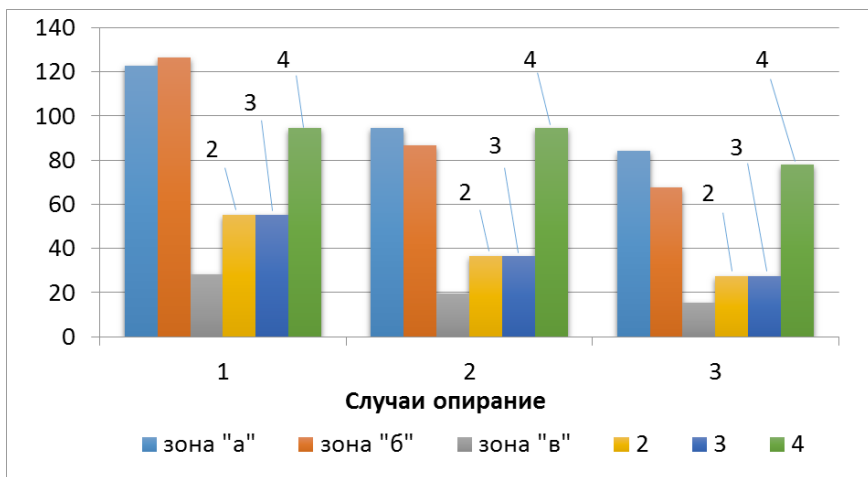
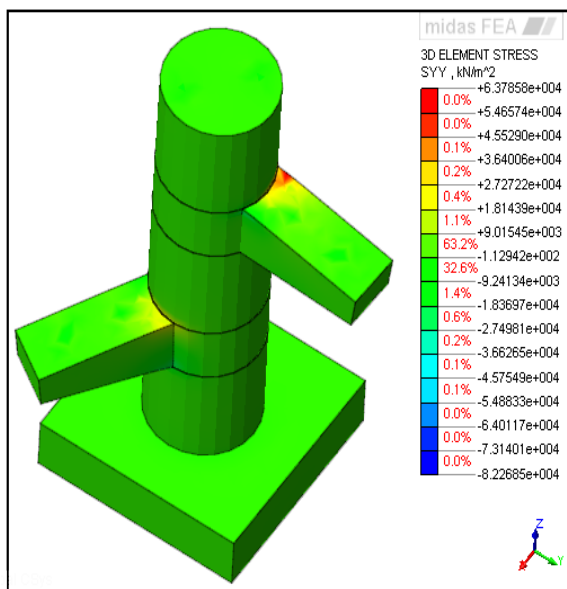


Рис. 4.11. Диаграммы эффективных напряжений:
2, 3, 4 – напряжения под опорными частями
на уровнях 2,3 и 4 в МПа

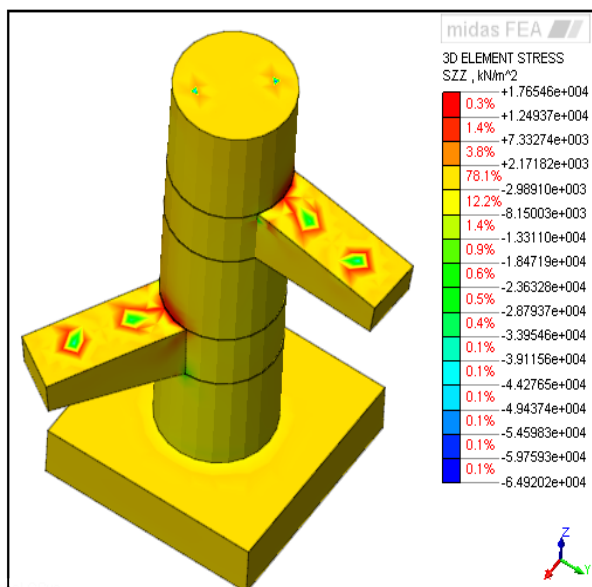
Полученные результаты свидетельствуют о том, что наиболее неблагоприятный для опоры случай тот, когда опорные части под пролетными строениями разных уровней имеют по одной неподвижной опорной части (рис. 4.10, а). Более благоприятный случай расположения опорных частей представлен на рис. 4.10, б. Наиболее разумный способ опирания дан на рис. 4.10, в., когда на всех уровнях расположены только шарнирно-подвижные опорные части.

Отмечено также, что при шарнирно-подвижном опирании пролетных строений на всех уровнях нормальные напряжения в опасных зонах на 30% меньше, чем при других способах опирания. Под опорными частями местные сжимающие напряжения по величине близки к наибольшим напряжениям в заделках консольных ригелей.

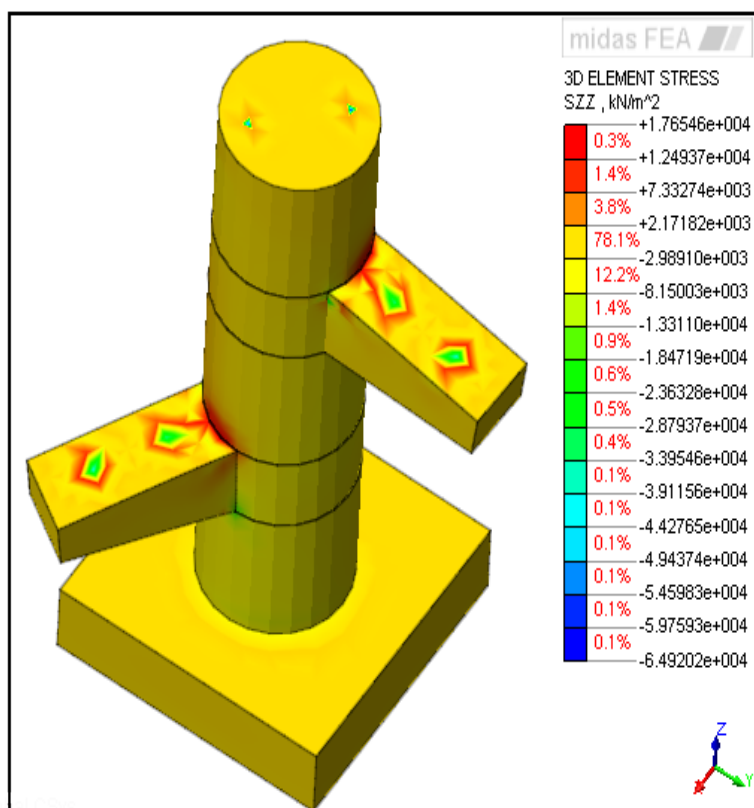
Поля напряжений в заделках консольных ригелей и под опорными частями представлены на рис. 4.12.



a)





б)



в)

Рис. 4.12. Поля нормальных напряжений: а- σ_{xx} ; б- σ_{yy} ; в- σ_{zz}

 – нормальные растягивающие напряжения (положительные значения);

 – нормальные сжимающие напряжения (отрицательные значения).

4.5. Взаимная работа консольных ригелей и пролетных строений

Взаимная работа консольных ригелей и пролетных строений исследовалась на примере одностоечной опоры сплошного круглого сечения $d = 6,2$ м с одним консольным ригелем (рис. 4.13).

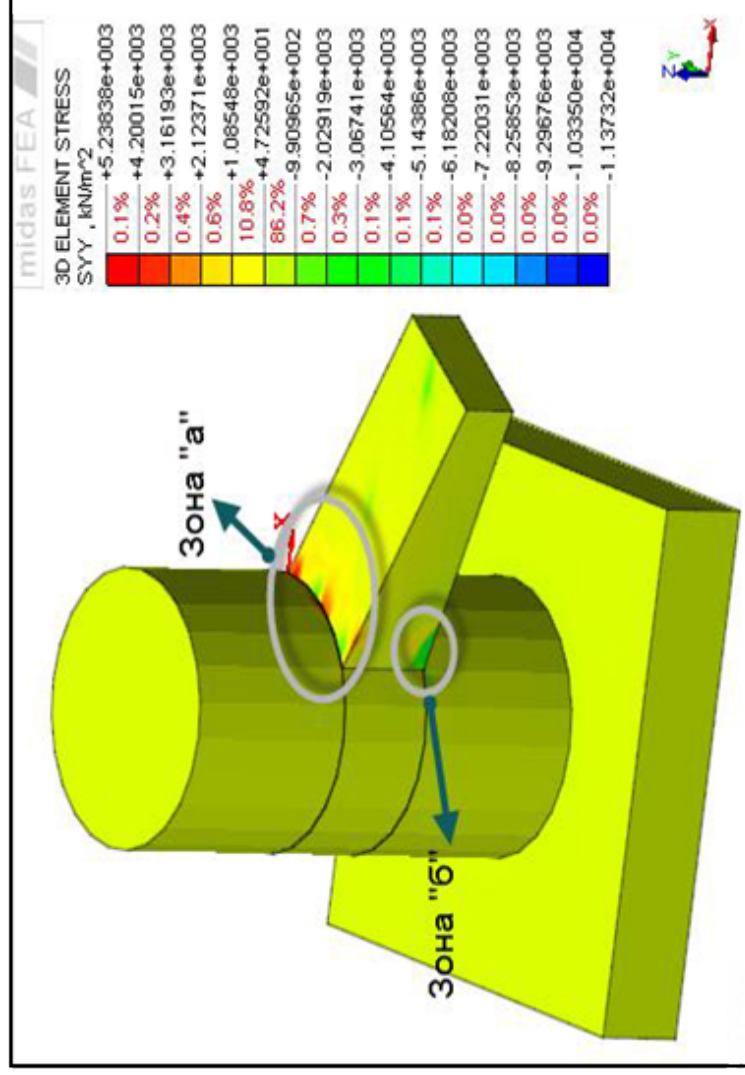


Рис. 4.13. Одностоячая опора с консольным ригелем
и исследуемые зоны

Расчетная модель представляет собой конечно-элементную пространственную систему. Пролетное строение коробчатой конструкции с шириной по верху 9 м имеет шарнирным опирание на 2 опорные части на консольном ригеле. Всего было рассмотрено 16 случаев, при которых при каждой длине консоли учитывали влияние пролетных строений с 4-я длинами смежных пролетов: 21,33,42 и 51 м. (табл. 4.1).

Таблица 4.1

Рассмотренный случай	Длина консольного ригеля, L, м	Длина смежных пролетов эстакады, опирающейся на ригель, м
1	7,2	21, 33, 42, 51
2	8,2	
3	9,2	
4	10,2	

Изучали уровни эффективных напряжений в заделке консольного ригеля в зонах «а» и «б», где наблюдаются наибольшие по абсолютной величине напряжения (рис. 4.13).

При проектировании одностоечных опор важно знать перемещения как консольных ригелей (прогибы), так и горизонтальные перемещения верха опоры и их соотношения. Эти перемещения сказываются на устойчивости положения пролетных строений, опирающихся на ригели. Требования по необходимости учета горизонтальных и вертикальных перемещений верха опор даны в нормах (СНиП 2.05.03-84* с. 10).

При проведении исследований было принято предельное значение поперечного уклона пролетного строения 6% (или уклону ригеля после проявления деформаций), что соответствует требованиям российских норм для горизонтальных кривых (СП 34.13330.2012, с. 13). Такое требования вполне соответствует реальным условиям работы одностоечных рамных опор под многоуровневое движение с прямолинейными пролетными строениями. Для криволинейных пролетных строений эстакад, опирающихся на консольные ригели величина продольного уклона ригеля под нагрузками должна быть меньше 6%.

На рис. 4.14 представлена исследуемая опора с пролетным строением и изучаемые перемещения стойки и ригеля опоры.

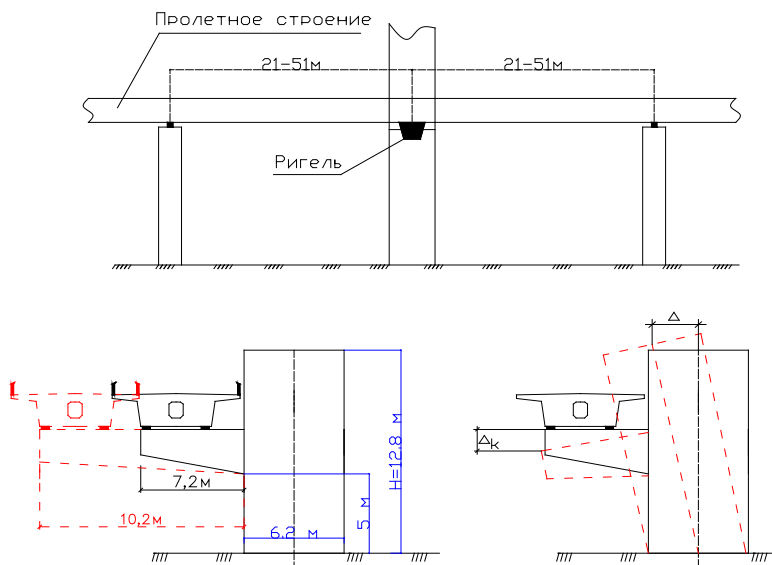


Рис. 4.14. Исследуемая опора с пролетным строением:
а – схема опирания пролетного строения;
б – диапазон изменения длины ригеля
и изучаемые перемещения.

Значение уклона консоли в процентах:

$$i = \frac{\Delta_k}{L} 100\%$$

где Δ_k – прогиб консоли;

L – длина консоли;

Δ – перемещения верха опоры в горизонтальной плоскости.

При изменении вылета консоли с 7,2 до 10,2 м изменение наибольших эффективных напряжений в заделке ригеля показано на графиках рис. 4.15. При этом пролетное строение было загружено только временной подвижной нагрузкой.

Как видно из этих графиков, при длине консоли 10,2 м эффективные напряжения превышают предельные значения для бетона класса В40 при минимально принятых пролетах эстакады в 21 м. При этом наблюдается практически линейная зависимость напряжений в осях «напряжение – длины смежных пролетов».

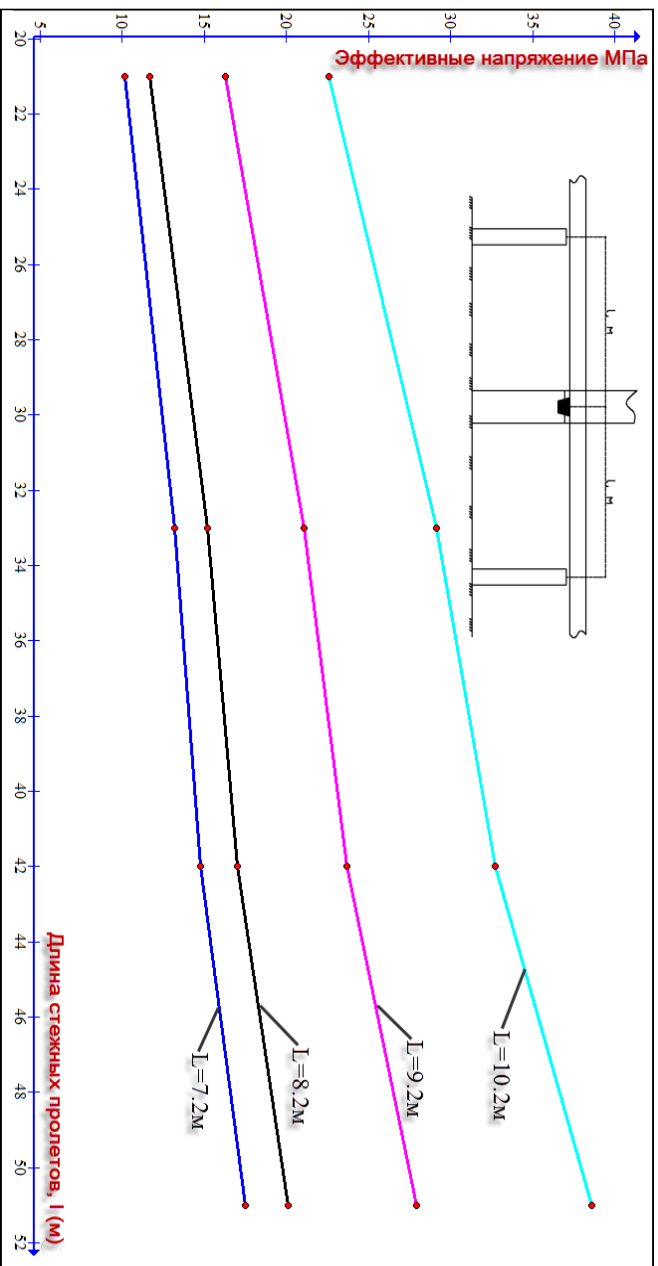


Рис. 4.15. Графики изменения эффективных напряжений в заделке ригеля

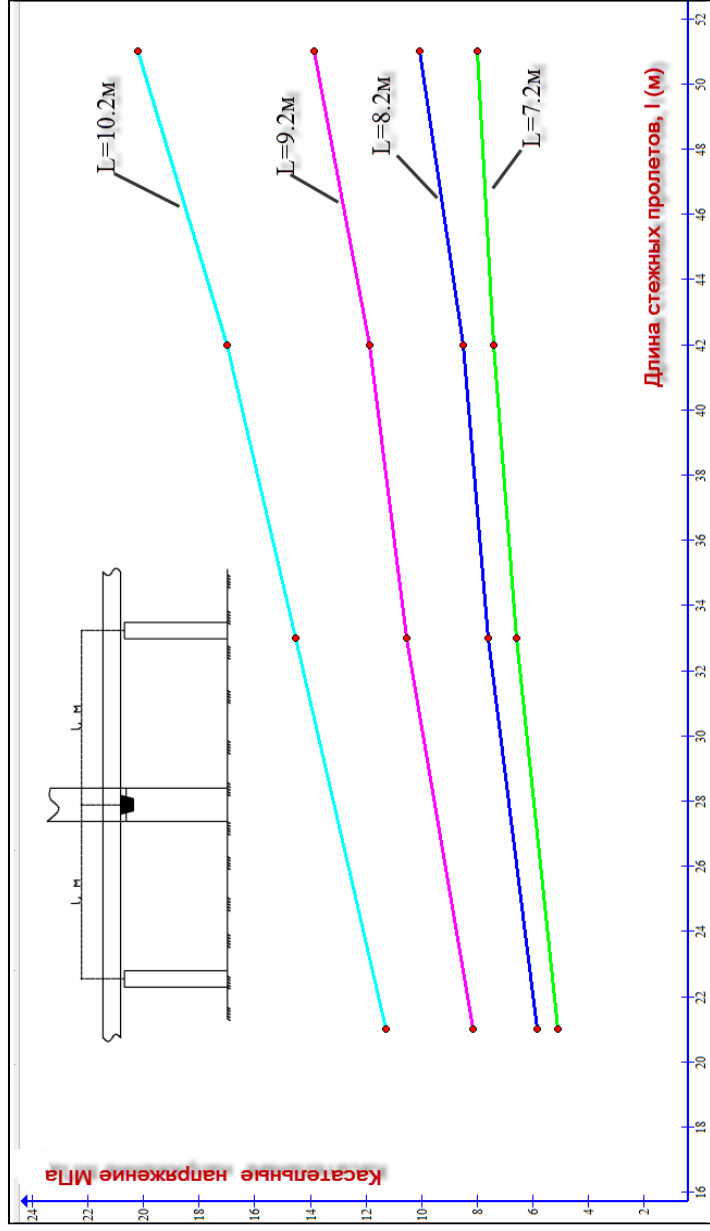


Рис. 4.16. Графики изменения касательных напряжений в заделке ригеля

Изменение касательных напряжений в месте заделки ригеля носят такой же характер, что видно из графиков рис. 4.16.

Возрастание вылета консоли ригеля в 1,4 раза (от 7,2 м до 10,2 м) ведет к росту наибольших эффективных нормальных напряжений почти в 2,2 раза. По касательным напряжениям рост напряжений составляет 2,5 раза. Из этого следует, что увеличение вылета консоли значительно сказывается на изменении касательных напряжений, чем на изменении нормальных напряжений в заделке. Кроме того, для рассмотренного случая вылет консоли ригеля в 10,2 м недопустим по условиям прочности.

С увеличением длины пролетных строений в смежных с опорой пролетах отклонение верха опоры увеличивается. При длине ригеля 7,2 м линейное отклонение верха опоры от вертикали изменяется от 4 до 6 мм при изменении длины пролетов от 21 до 51 м. При всех рассмотренных длинах пролетов и вылетах консольного ригеля уклон стойки опоры от вертикали изменялся от 0,03 до 0,1 % (рис. 4.17).

Таким образом получены сравнительно небольшие величины перемещений по отношению к высоте стойки опоры. Однако эти перемещения создают совместно с прогибами ригелей значительные отклонения верха ригеля от горизонтальной оси.

С учетом смещения верха опоры прогибы свободного конца ригеля при изменении вылета ригеля в 1,4 раза возросли почти в 1,7 раза (от 5 до 8,5 мм при консоли длиной 9,2 м). При пролетах пролетного строения в 33 м относительный прогиб ригеля длиной 7,2 м составил $1/660$ длины пролета. При тех же пролетах пролетного строения и при вылете ригеля в 10,2 м этот относительный прогиб составил уже $1/220$ длины пролета. При последней величине относительного прогиба ригеля уклон в поперечном направлении пролетного строения составил 8,2%. При длине вылета ригеля 7,2 м поперечный уклон пролетного строения составляет менее 5%. Зависимости прогибов конца консоли ригеля от горизонтального смещения верха $\frac{\Delta_i}{\Delta}$ опоры при пролетах балок в 33 м показаны на рис. 4.18.

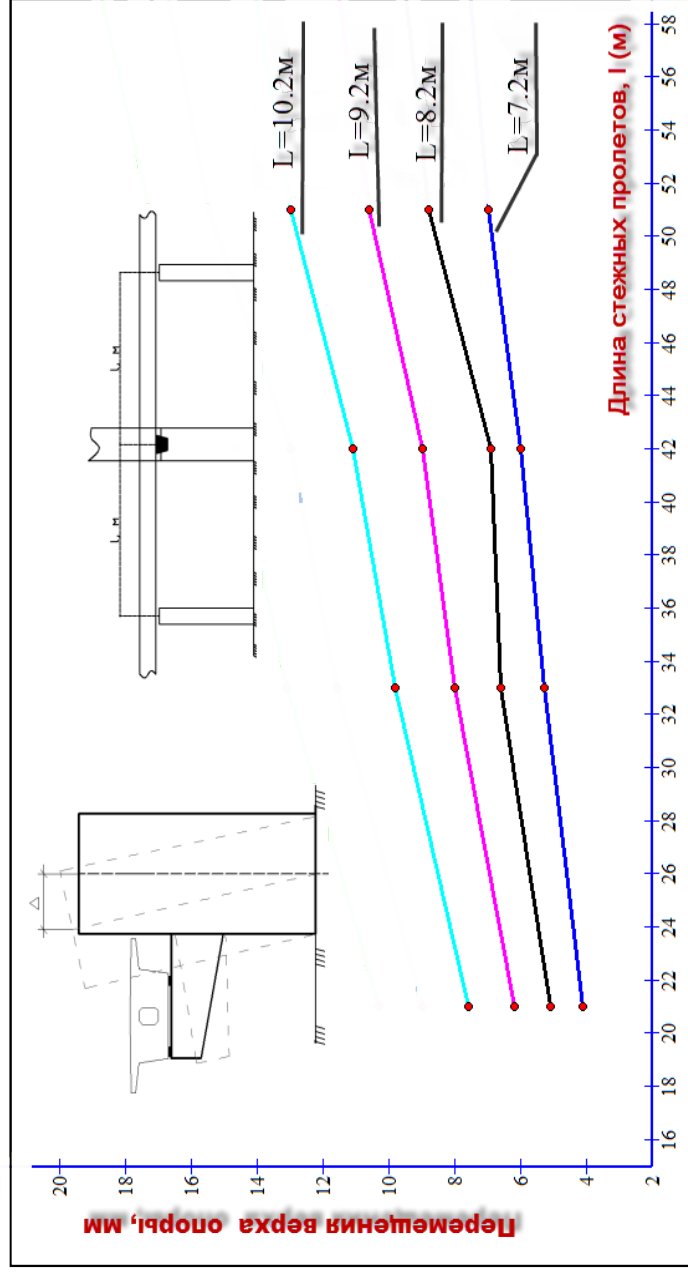


Рис. 4.17. Перемещения верха опоры относительно горизонтальной оси в зависимости от длины смежных пролетов балок и вылета ригеля

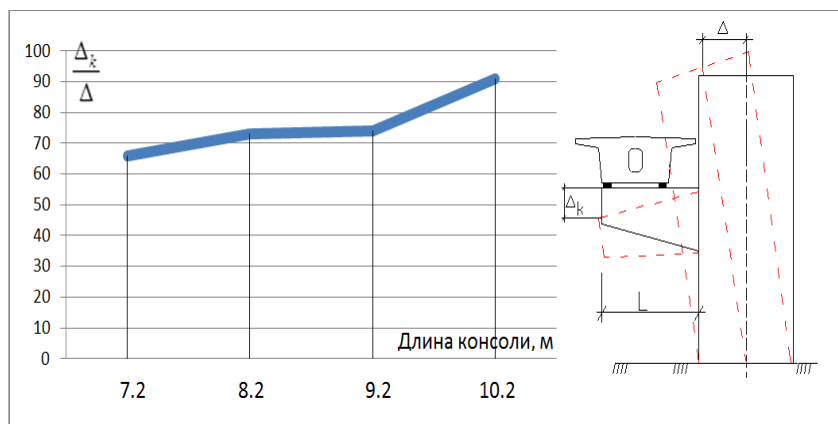


Рис. 4.18. Соотношения между прогибами консольного ригеля и горизонтального перемещения верха опоры

Как видно из графика рис. 4.18 прогибы ригеля на порядок больше смещений верха стойки рамной опоры. Таким образом, геометрические параметры опоры (высота, размер поперечного сечения) и консольных ригелей существенно влияют на уклоны ригеля и на комфортабельность движения в месте расположения рамной одностоечной опоры.

Если принять за предельное значение наклон конца консоли под нагрузками в 6%, то для рассмотренной опоры можно было найти предельные значения длины консольного свеса при изменении длины пролетного строения в диапазоне от 21 до 51 м.

При вылете ригеля 7,2 м предельная величина длины неразрезного пролетного строения не должны превышать 46,2 м. При длине консоли 8,2 м длины пролетов пролетного строения должны быть не более 34,4 м, а при вылете ригеля 9,2 м соответственно длина пролетов не должна быть по условиям жесткости более 30,7 м.

Как показали расчеты, для пролетного строения шириной поверху 9,0 м (под двухполосное движение) наибольшая длина смежных пролетов не должна превышать 46,2 м. При этом длина консольного свеса не должна превышать 7,2 м. Увеличение длины свеса до 9,2 требует уменьшения длины смежных пролетов до 30,7 м. (рис. 4.19).

Таким образом, при увеличении вылета консоли на 27% требуется снижения длины пролетов на 21%, то есть, имеет место практически обратно пропорциональная зависимость.

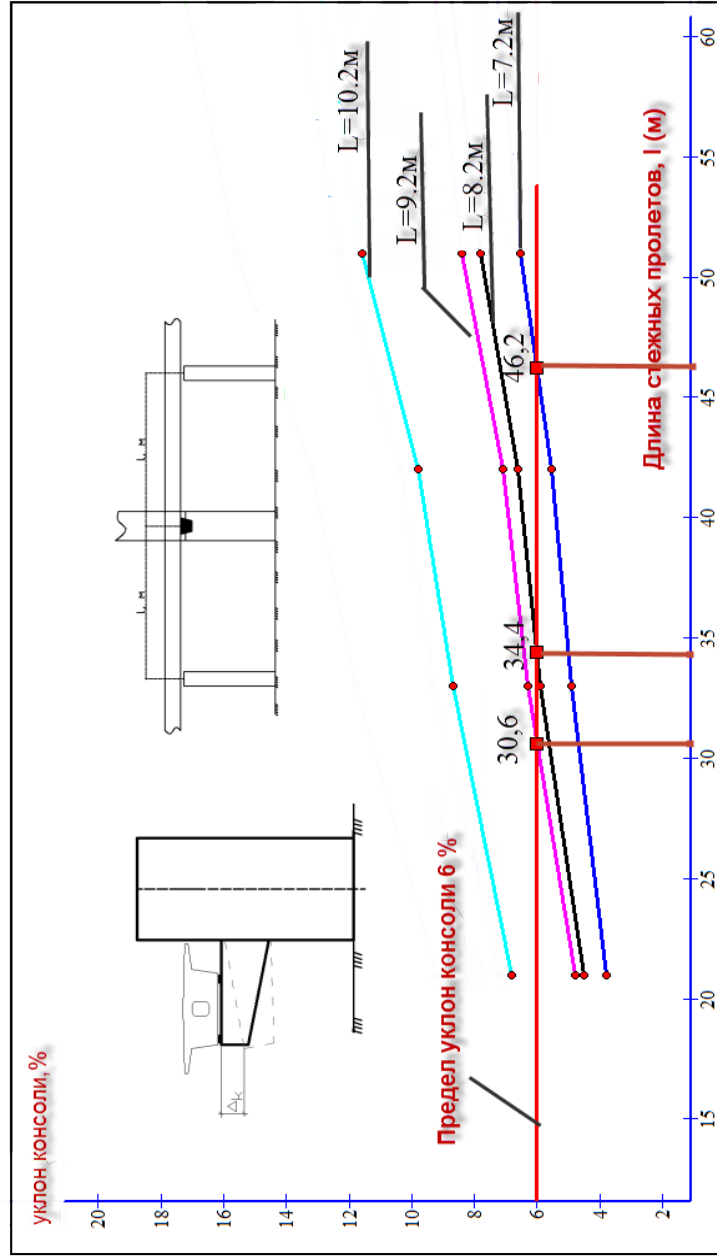


Рис. 4.19. Уклоны ригеля в зависимости от длины смежных пролетов эстакады и вылета ригеля

Следует ожидать, что увеличение ширины пролетного строения, а стало быть и нагрузки на опору потребует уменьшения вылета консольных ригелей, исходя из недопущения их предельно допустимой длины и связанных с ней уклонов ригелей.

Использование длинных пролетов опирающихся несущих конструкций до 51 м при минимальной длине ригеля 7,2 м увеличивает наклон ригеля на 1%, что не может обеспечить безопасное движение транспорта по эстакаде, опирающейся на консольный ригель одностоечной опоры.

4.6. Влияние формы консольного ригеля на распределение внутренних силовых факторов в месте его заделки в стойку опоры

Исследование форм консольных ригелей проводилось для одностоечной рамной опоры с одним консольным ригелем. Были изучены напряжения в 6 случаях изменения формы консоли (рис. 3.22). Пролетный строение – коробчатой конструкции с шириной 9 м (см. рис. 2.18, б), длины консолей $L = 7.2$ м, а длины смежные пролеты $l = 33$ м.

Сочетания нагрузок приняты такими же как в подразделе 3.2.

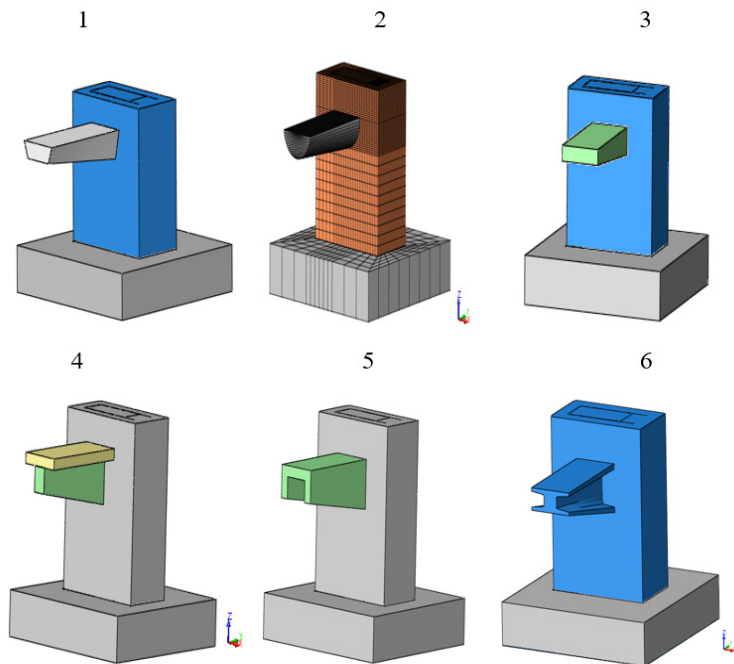


Рис. 4.20. Исследованные формы консольных ригелей

При различных формах поперечных сечений ригеля их площадь сохраняли одинаковой. Размеры рассмотренных сечений представлены на рис. 4.21.

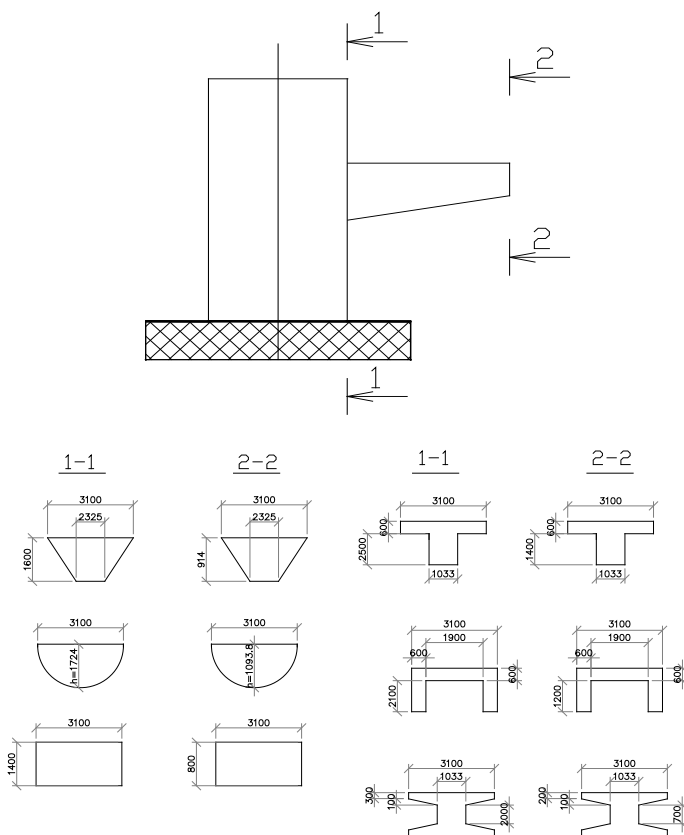


Рис. 4.21. Сечения и размеры поперечных сечений ригеля

Размер консоли поверху в поперечном направлении также принят одинаковым для всех случаев (3,1 м), исходя из требования по размещению опорных частей и необходимости из замены в процессе эксплуатации.

Распределение полей нормальных напряжений в консоли для рассмотренного случая 3 показано на рис. 4.22. Как видно, зоны растягивающих напряжений по площади сравнительно невелики, однако уровни напряжений превышают расчетные сопротивления бетона.

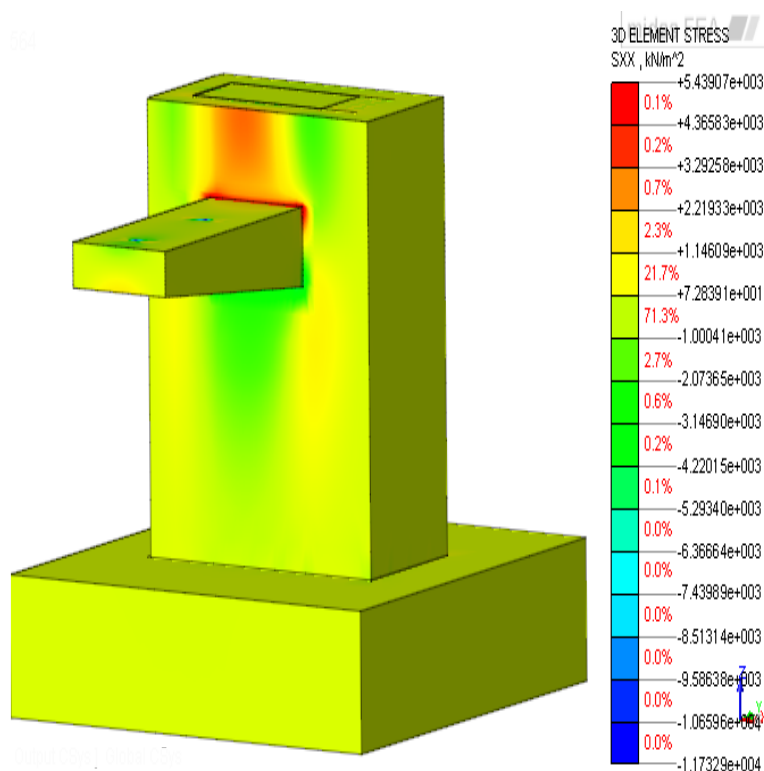


Рис. 4.22. Поля нормальных напряжений:

■ – растяжение; ■ – сжатие

На рис. 4.23 показана диаграмма наибольших эффективных напряжений в зависимости от формы поперечного сечения ригеля, а на графиках рис. 4.24 распределение наибольших растягивающих и сжимающих напряжений в заделке. Из полученных результатов видно, что при равных площадях поперечного сечения, двутавровое сечение лучше воспринимает внешние нагрузки, чем все остальные, что очевидно. Вместе с тем прямоугольное сечение с точки зрения размеров поперечного сечения, восприятия нагрузок и размещения арматуры целесообразней остальных рассмотренных видов. Этот вывод подтверждается и графиками перемещений конца консоли (рис. 4.25).

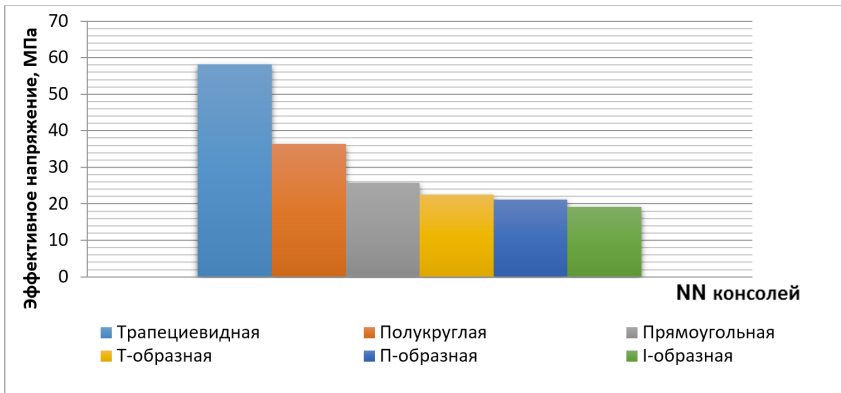


Рис. 4.23. Зависимости эффективных напряжений от формы поперечного сечения консоли (см. рис. 4.20)

По сравнению с трапецеидальным сечением эффективные напряжения в прямоугольном сечении более чем в два раза меньше, а по сравнению с двутавровым сечением в 1,3 раза больше.

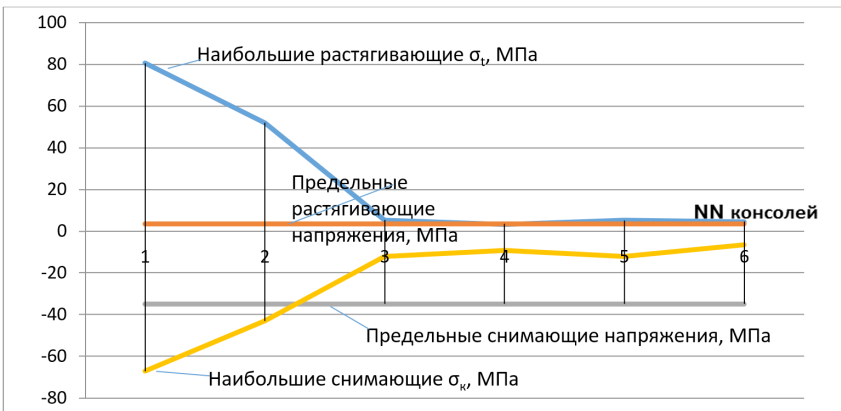


Рис. 4.24. Наибольшие растягивающие и сжимающие напряжения в заделке консоли разной формы поперечного сечения

Как видно из графиков рис. 4.24 для трапецеидального и полукруглого сечений наибольшие сжимающие напряжения в заделке превышают предельные значения таких напряжений. Та же картина наблюдается и для наибольших растягивающих напряжений.

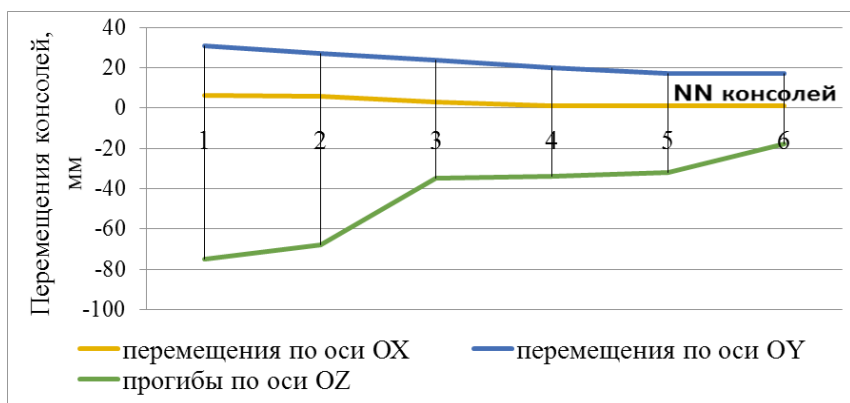


Рис. 4.25. Перемещения консолей различных форм поперечного сечения

Перемещения концевых сечений ригелей в горизонтальной плоскости существенно меньше прогибов. Для прямоугольного сечения это соотношение составляет 40% относительно оси OY и 10% относительно оси OX (см. рис. 4.25). Перемещения концевых сечений консольных ригелей связаны главным образом с общими перемещения тела одностоечной рамной опоры.

ГЛАВА 5. ВЛИЯНИЕ АРМИРОВАНИЯ ОДНОСТОЕЧНЫХ РАМНЫХ ОПОР НА ИХ ПОВЕДЕНИЕ ПОД НАГРУЗКАМИ

5.1. Влияние обычной арматуры ригелей на несущую способность опасных сечений опоры

5.1.1. Алгоритм проверки прочности и подбора арматуры

Элементами с одиночной арматурой называются такие, в которых по расчету устанавливается только растянутая арматура A_s , а сжатая A'_s арматура устанавливается по конструктивным требованиям.

Расчетная схема нормального сечения изгибаемого элемента приведена на рис. 5.1.

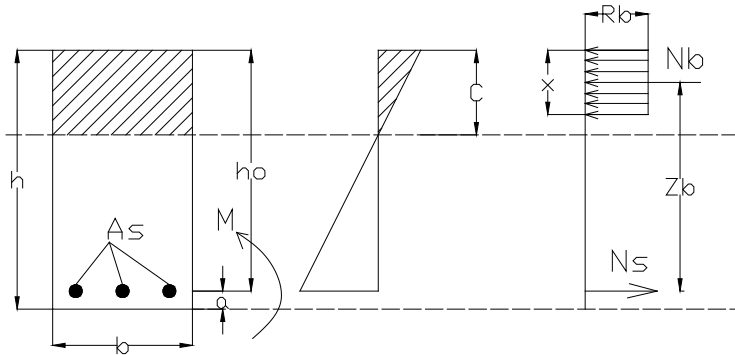


Рис. 5.1. Нормальное сечение с предельными усилиями
в сжатой и растянутой зонах

На рис.5.1 обозначено:

A_s – площадь рабочей арматуры; M – внешний изгибающий момент; h_0 – рабочая высота сечения; C – высота сжатой зоны бетона; N_b – равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона; N_s – предельное усилие в рабочей растянутой арматуре; z_b – плечо внутренней пары усилий; R_b – расчетной сопротивление бетона.

Проверка прочности в соответствии с СП 34.1330-2011 [] производится, исходя из следующей системы уравнений:

$$\begin{cases} M \leq M_{ult}; \\ N_b = N_s, \end{cases} \quad (5.1)$$

где: $M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x)$.

или:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = R_b \cdot b \cdot x \cdot \frac{1}{h_0} (1 - 0,5\xi) \cdot h_0^2 = \alpha_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2$$

$$\xi = \frac{x}{h_0}, \alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi); \quad (5.2)$$

$$R_b \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s \Rightarrow x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b},$$

где: ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, x – высота сжатой зоны бетона, h_0 – расстояние от сжатой грани до общего центра тяжести растянутой арматуры и растянутой арматуры, R_s – расчетное сопротивление арматуры, R_b – расчетное сопротивление бетона, A_s – площадь растянутой арматуры усиливаемого элемента, h и b – высота и ширина сечения.

Величину α относительной высоты сжатой зоны для прямоугольных сечений определяют по формуле:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (5.3)$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона, определяемая для тяжелого бетона по формуле: $\omega = 0,8 - 0,008R_b$;

σ_{sR} – условное напряжение в арматуре, вычисляемое для арматуры без площадки текучести по формуле: $\sigma_{sR} = R_s + 0,002E_s = R_s + 400$.

Проверка прочности нормального сечения осуществляется по формулам:

$$\begin{aligned} & \text{– при } \xi \leq \xi_R \text{ из условия } M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x); \\ & \text{– при } \xi > \xi_R \text{ из условия } M \leq \alpha_R R_b b h_0^2, \end{aligned} \quad (5.4)$$

где $\alpha_R = M / (R_b b h_0^2)$.

Если условие (5.4) не выполняется, то его правую часть несколько увеличивают путем замены α_R на $0,7 \alpha_R + 0,3 \alpha_m$.

Подбор количества арматуры производится следующим образом.

Из условия $M = M_{ult}$ имеем $\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R)$

При $\alpha_m \leq \alpha_R$ сжатая арматура по расчету не требуется и A_s определяется из уравнения (5.2), а именно:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot x}{R_s} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{R_s}, \text{ где } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}. \quad (5.5)$$

При $\alpha_m > \alpha_R$ требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить расчетную сжатую арматуру A_s' .

Сечение считается подобраным удачно, если его несущая способность, выраженная по моменту, равна заданному расчетному моменту или превышает его не более, чем на 3...5%.

В соответствии с нормами 22TCN 272-05 высота сжатой зоны бетона определяется по формуле:

$$x = h_0 \cdot \left[1 - \sqrt{\left(1 - 2 \frac{M}{0,85 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} \right)} \right]. \quad (5.6)$$

Проверяется условие:

$$\tilde{\eta} = \frac{x}{\beta_1} ; \frac{\tilde{\eta}}{h_0} < 0,42,$$

$$\text{где } \beta_1 = \begin{cases} 0,85 \text{ при } R_b \leq 28 \text{ МПа;} \\ 0,85 - 0,05 \frac{R_b - 28}{7} \text{ при } 28 \text{ МПа} < R_b \leq 56; \\ 0,65 \text{ при } R_b > 56 \text{ МПа.} \end{cases}$$

Проверка прочности производится, исходя из следующей системы уравнений:

$$\begin{cases} M \leq M_{ult}; \\ N_b = N_s, \end{cases}$$

$$\text{где: } M_{ult} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x) ,$$

или имеем:

$$M_{ult} = 0,85 \cdot R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = R_s \cdot b \cdot x \cdot \rho \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot R_s}{1,7 \cdot R_b} \right) \cdot h_0^2 = R \cdot b \cdot h_0^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h_0}, R = \rho \cdot R_s \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot R_s}{1,7 \cdot R_b} \right).$$

Высоту сжатой зоны x определяют из выражения:

$$0,85 \cdot R_b \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s \Rightarrow x = \frac{R_s \cdot A_s}{0,85 \cdot R_b \cdot b}.$$

Основные размеры поперечного сечения в заделке консоли для проверки прочности приведены в табл. 5.1 и на рис. 5.2.

Таблица 5.1

Расчетный фактор	Обозначение	Величина	Ед.
Рабочая ширина сечения	B	3,1	м
Полная высота сечения	H	2,8	м
Расстояние от верхней грани до центра тяжести растянутой арматуры	a	0,1	м
Рабочая высота сечения	h_0	2,7	м
Расчетное сопротивление бетона	R_b	35	МПа
Расчетное сопротивление арматуры	R_s	414	МПа
Расчетный изгибающий момент от внешних нагрузок	M	63937	кН.м

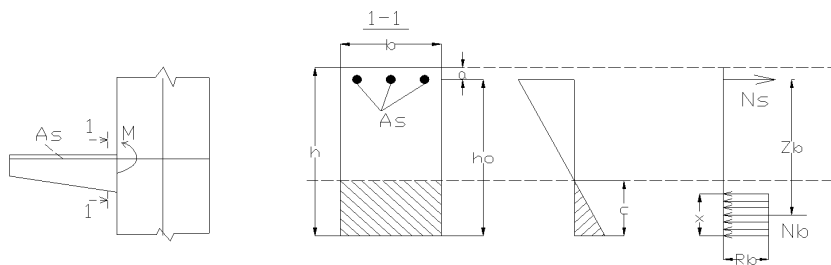


Рис. 5.2. Схемы к расчету проверки прочности сечения ригеля

5.1.2. Влияние параметров армирования на несущую способность сечения в заделке консольного ригеля

С целью выяснения влияния количества и способа расположения арматура на несущую способность ригеля рассмотрим следующие варианты: при примерно одинаковой ее площади: 63D36 ($A_s = 63378 \text{ см}^2$), 75D32 ($A_s = 61425 \text{ см}^2$), 96D29 ($A_s = 61920 \text{ см}^2$), 120D25 ($A_s = 61200 \text{ см}^2$). Используется арматура класса A400 с модулем упругости $E = 1.99 \times 10^8 \text{ кН/м}^2$ и нормативным значением сопротивления равным 400 Мпа (рис. 5.3).

По результатам расчета построены графики зависимостей изгибающего момента, воспринимаемого сечением с каждым из способов расположения арматуры (рис. 5.4). Первое, что необходимо отметить, это близкие значения моментов, определенных по нормам 22TCN 272-05 [43] к расчетному значению. Второе – более сосредоточенное расположение

арматуры обеспечивает большие значения моментов, воспринимаемых сечением. В этом случае арматура расположена на более удаленном расстоянии от нейтральной оси сечения, что целесообразнее для изгибаемого элемента.

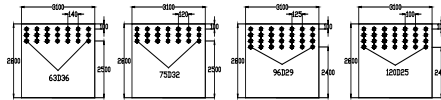


Рис. 5.3. Варианты расположения рабочей арматуры ригеля

Моменты, определенные по нормам России, которые выдерживает сечение с арматурой, больше моментов, определяемых по нормам 22ТСН 272-05 на 13%, что свидетельствует о большей надежности конструкций, рассчитываемых по нормам России (СП 35.13330 – 2011 или ранее применяемых норм СНиП 2.05.03-84*).

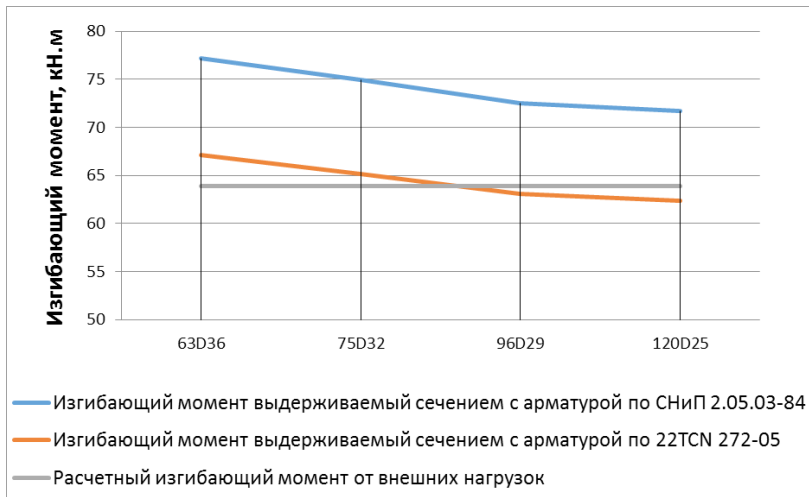


Рис. 5.4. Зависимости изгибающего момента от количества и расположения арматуры

Дисперсное армирование, как известно, благоприятнее для работы железобетона. Однако не всегда это решение бывает возможным. Поэтому были рассмотрены случаи, когда количество стержней остается неизменным, а диаметр арматурных стержней изменяется. Были приняты следующие диаметры арматуры: D25, D29, D32, D36. Изгибающие моменты, которые выдерживает сечение в заделке, показаны на графиках рис. 5.5.

Применение арматуры наименьшего диаметра D25 как по нормам России, так и по нормам 22TCN 272-05, дают наиболее близкие значения к расчетным значениям момента.

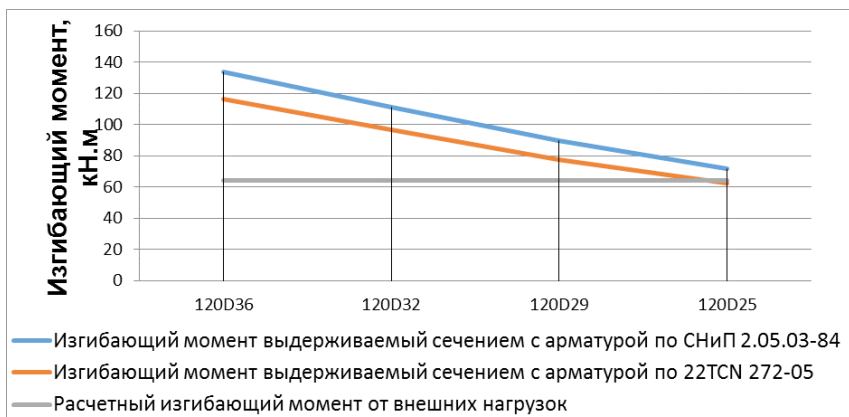


Рис. 5.5. Зависимости изгибающего момента от диаметра арматуры

Увеличение диаметра арматуры от 25 до 36 мм ведет к росту воспринимаемого момента почти вдвое, что может говорить только об оптимальности применения арматура с наименьшим из рассмотренных диаметров.

Введем теперь в сжатую зону бетона арматуру, которая обычно там присутствует, так как армирование осуществляется на практике пространственными каркасами. В этом случае арматура сжатой зоны является конструктивной. Рассмотрим ее влияние на несущую способности изгибаемого ригеля одностоечной рамной опоры.

Условие прочности изгибаемого элемента прямоугольного сечения, армированного двойной арматурой (при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой и растянутой зонах) следующее (рис. 5.6):

$$i \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a') \quad (5.7)$$

Уравнение для определения высоты сжатой зоны

$$R_b b x = R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s \quad (5.8)$$

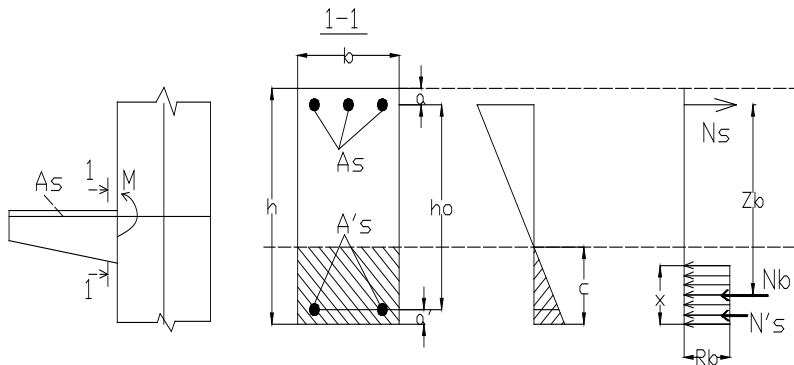


Рис. 5.6. Сечение ригеля с арматурой в сжатой зоне

Добавим арматуру в сжатую зону 21D16, а в растянутой рассмотрим следующие варианты расположенной арматуры:

- случай № 1: в растянутой зоне применяем 63D36;
- случай № 2: в растянутой зоне 75D32;
- случай № 3: в растянутой зоне 96D29;
- случаи № 4: в растянутой зоне 120D25.

Изменение величину воспринимаемого момента в зависимости от присутствия в сжатой арматуре приведена на графиках рис. 5.7.

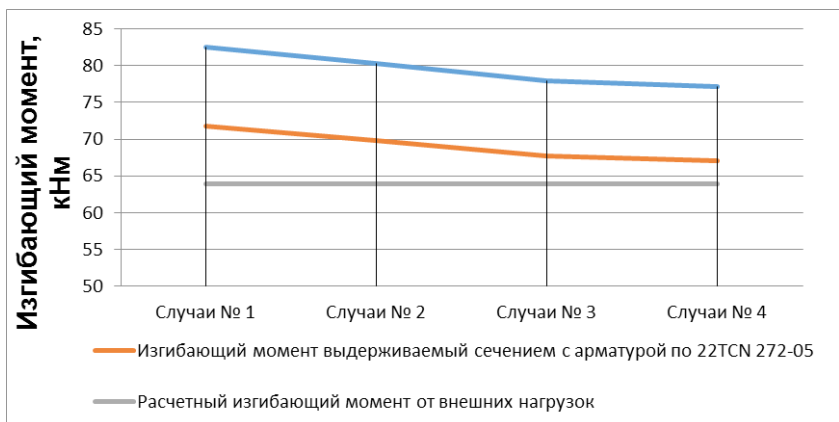


Рис. 5.7. Изменение изгибающего момента, выдерживаемого сечением при наличии арматуры в сжатой зоне сечения

Добавление в сжатую зону стержней арматуры на небольшую величину (до 8%) увеличивает момент, который выдерживает сечение на 6-7% (см. рис. 5.4 и рис. 5.7). Этот результат позволяет сделать вывод о том, что для консольных ригелей одностоечных опор влиянием сжатой арматуры можно в инженерных расчетах пренебрегать.

Посмотрим на влияние класса применяемой рабочей арматуры. Для этого рассмотрим несколько классов арматуры, которые приведены в табл. 5.2.

Таблица 5.2

Арматура класса	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления, МПа
A240	6...40	240
A300	6...40	300
A400	6...40	400
A500	10...40	500

При тех же нагрузках внешними нагрузками исследуемой опоры и в соответствии с нормами 22TCN 272-05 получаем значения изгибающих моментов, выдерживаемых сечением в заделке ригеля (рис. 5.8).

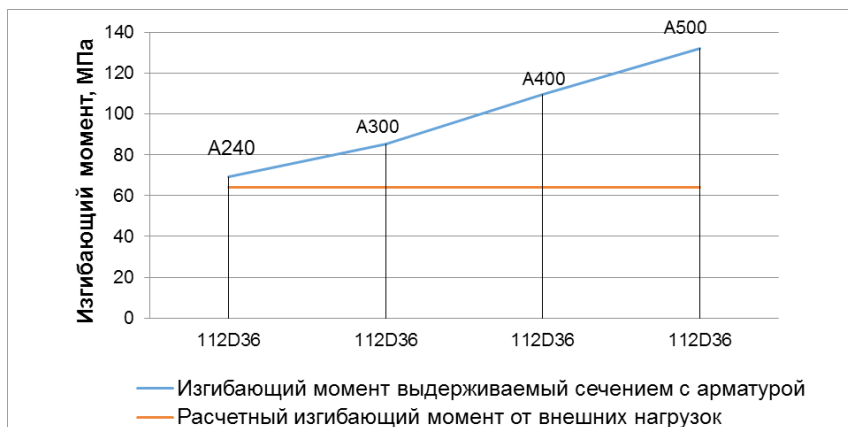


Рис. 5.8. Зависимости изгибающего момента в заделке ригеля от класса применяемой рабочей арматуры

Из графиков рис. 5.8 видно, что класс арматуры значительно влияет на величину изгибающего момента, выдерживаемого сечением ригеля в заделке. Повышение класса арматуры в двое ведет к увеличению момента тоже почти в 2 раза.

5.2. Влияние напрягаемой арматуры ригелей на изменение напряженного состояния опасных зон опоры

5.2.1 Влияние расположения арматуры

Используется напрягаемая арматура класса А416 по нормам 22ТСН 272-05 с прочностью на растяжение $[F_p] = 1,86 \times 10^6$ кН/м² и модулем упругости $E = 1.99 \times 10^8$ кН/м². Напрягаемая арматура принята в виде пучков из 19 семипроволочных прядей К-7, располагаемых в каналах диаметром 108 мм с усилием натяжения $F_p = 75\% [F_p] = 1395$ кН.

Разделяем заделанную консоль на 6 элементов (рис. 5.9).

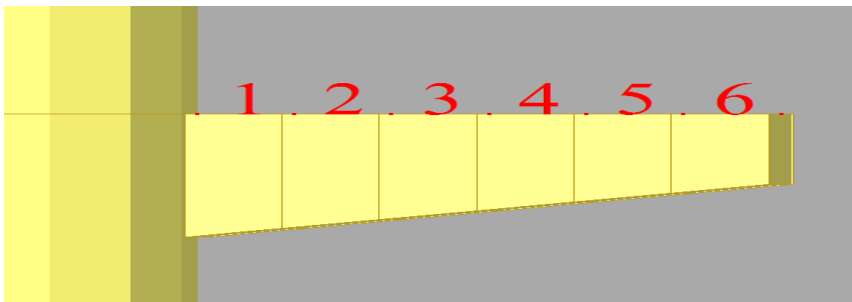


Рис. 5.9. Разбиение консольного ригеля на элементы

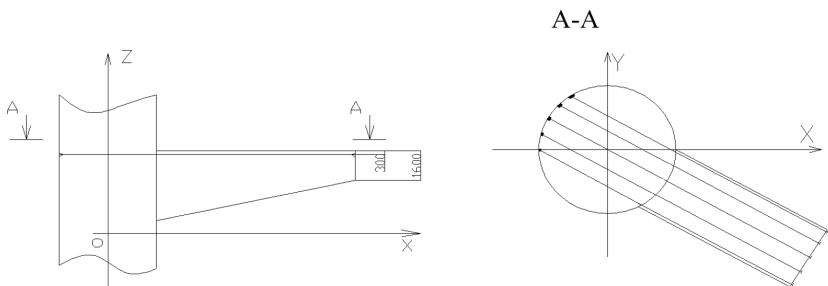


Рис. 5.10. Расположение пучков напрягаемой арматуры в ригеле:
по фасаду (а) и в плане (б)

Пучковую напрягаемую арматуру виде 7, 11, 15, 20 и 30 семипроволочных прядей располагаем как показано на рис. 5.10, а, б горизонтально с заанкериванием на торцевой грани свеса и на внешней дальней от консольного свеса поверхности тела опоры. Результаты расчетов эффективных нормальных и касательных напряжений по граням участков разбегия свеса приведены на рис. 5.11 и 5.12.

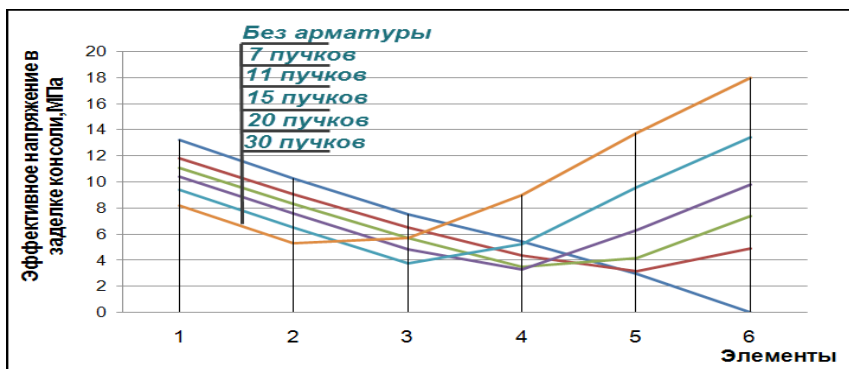


Рис. 5.11. Зависимости эффективных напряжений от количества пучков напрягаемой арматуры

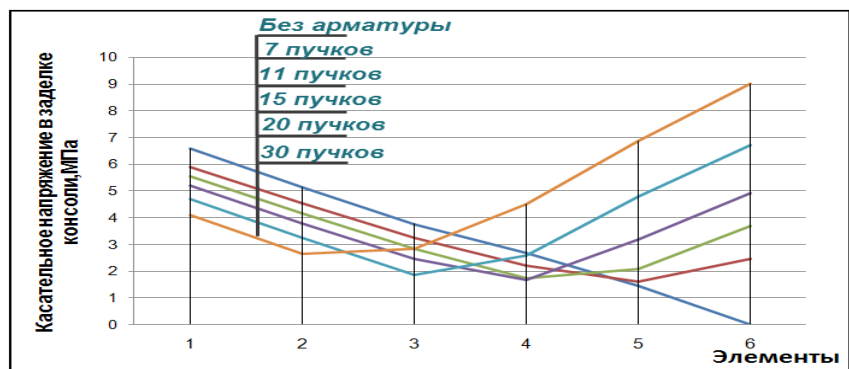


Рис. 5.12. Зависимости касательных напряжений от количества пучков напрягаемой арматуры

При отсутствии арматуры наблюдается практически линейная зависимость изменения напряжений от наибольших значений в заделке до нуля на конце консоли (см. рис. 5.12, а, б). Устанавливая различное количество пучков напрягаемой арматуры видно, что с увеличением их числа

напряжения в заделке становятся меньше, чем в месте ее анкеровки на конце консоли. Можно добиться такого положения, когда напряжения и в заделке и на конце консоли становятся одинаковыми. Но при этом зависимость величины напряжений имеет минимум в средних блоках консольного свеса и с увеличением количества пучков минимум смещается ближе к телу опоры.

Из полученных результатов можно сделать вывод, что средние участки консольных свесов менее напряжены за счет снижения концентрации больших местных напряжений, наблюдающихся в местах передачи усилий предварительного напряжения на конструкцию. Поскольку площадь восприятия местных напряжений по внешней грани свесов меньше, чем в заделке, то и уровень напряжений по внешней грани консольных свесов может быть существенно больше, чем в местах заделки консолей в тело опоры.

На рис. 5.13 показаны принципиальные схемы армирования зон местных напряжений консольного ригеля с рабочей напрягаемой раматурой.

Это зоны под анкерами напрягаемой арматуры, в месте заделки ригеля в стойку опоры и подфеменные площадки для размещения опорных частей. Армирование предполагает расположение в указанных зонах косвенной сеточной арматуры (см. узлы А, Б, В на рис. 5.13).

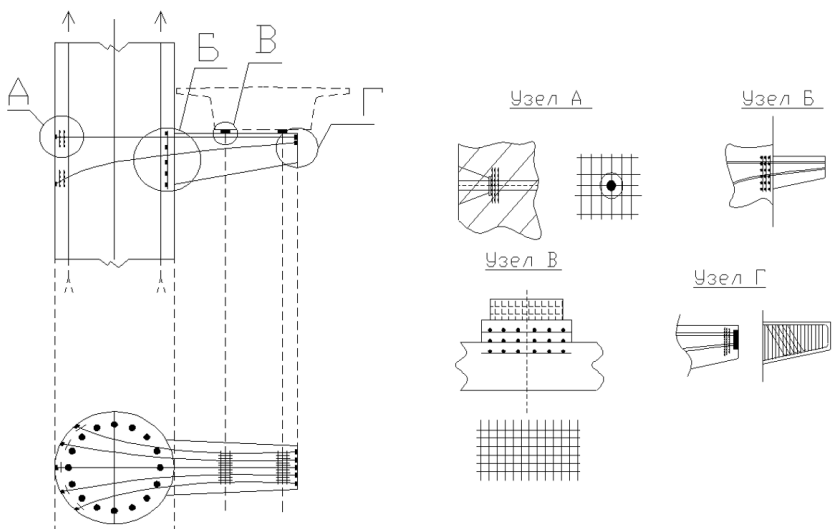


Рис. 5.13. Армирование зон больших местных напряжений консольного ригеля с напрягаемой арматурой

5.2.2. Влияние армирования в сочетании с прилагаемыми нагрузками

Представлял интерес выяснения влияния временной подвижной нагрузки на напряженное состояние опасных зон одностоечной опоры.

Рассмотрим изменение полей нормальных напряжений в зоне сечений 1-1 и 6-6 (рис. 5.14) при двух случаях сочетания нагрузок:

Случай №1: собственный вес консоли с пролетным строением+ нагрузка от сил предварительного напряжения.

Случай №2: собственный вес консоли с пролетным строением+ нагрузка от сил предварительного напряжения + временная подвижная нагрузка.

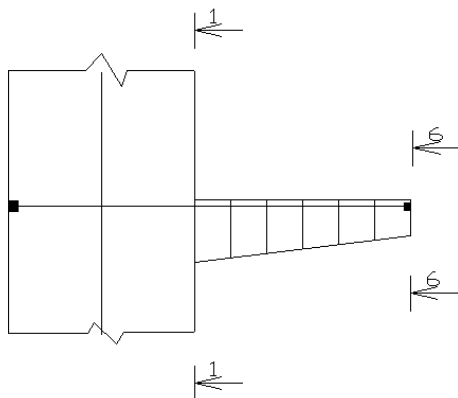


Рис. 5.14. Анализируемые зоны напряженного состояния

Напрягаемая арматура на рис. 5.14 показана прямолинейной для упрощения анализа результатов. В действительности пучков может быть много и их потребуется располагать так, чтобы не создавались большие местные сжимающие напряжения по поверхности стойки опоры. В этом случае анкеровка различных пучков будет происходить на некоторой высоте тела опоры, как это показано на рис. 5.13.

На рис. 5.14 показаны поля нормальных напряжений в сечении ригеля 1-1 для 2-х случаев загрузки. На рис. 5.15 также показаны поля нормальных напряжений для сечения №6 на конце консоли ригеля.

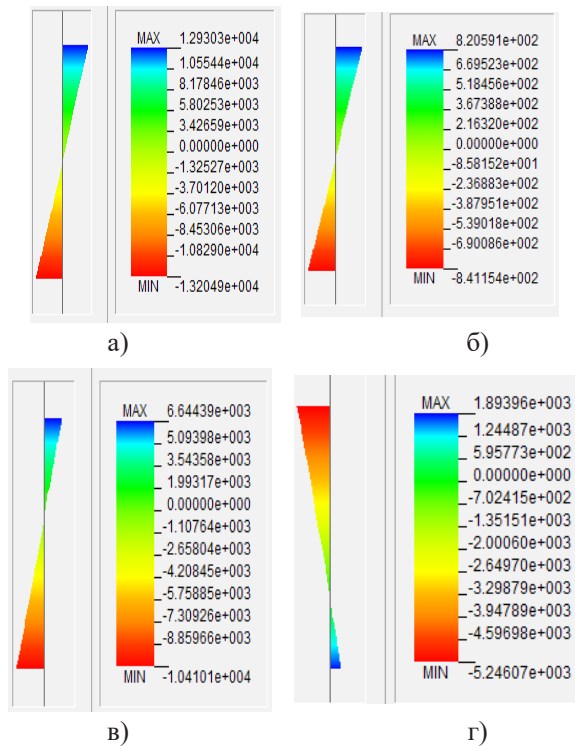


Рис. 5.15. Поля нормальных напряжений в сечении 1-1 ригеля при отсутствии арматуры для случаев нагружения № 1(а) и № 2 (б), а также при 15 пучках для случаях нагружениях № 1(в) и №2 (г)

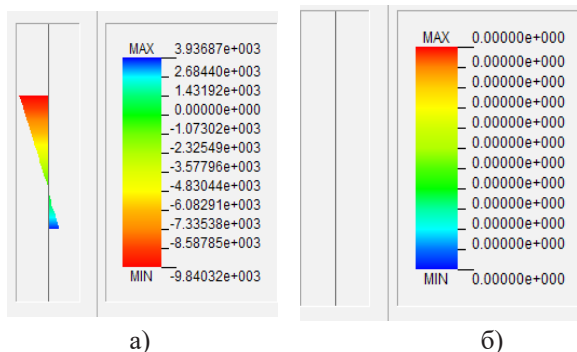


Рис. 5.16. Поля нормальных напряжений в сечении 6-6 ригеля для случая нагружения №1 при отсутствии арматуры (а) и при 15 пучках (б)

Полученные поля напряжений позволили построить графики зависимостей нормальных напряжений в зависимости от степени армирования ригеля напрягаемой арматурой (рис. 5.17 и 5.18). При этом на графиках рис.5.17 показано изменение напряжений по верхней фибре, а на рис. 5.18 – соответственно по нижней фибре.

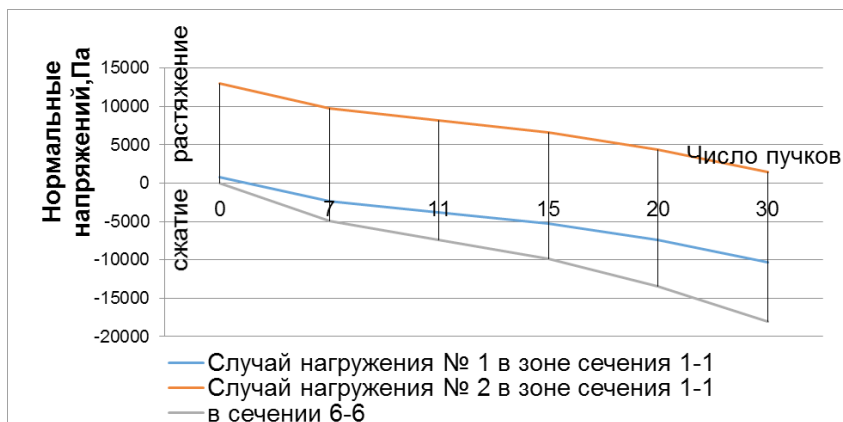


Рис. 5.17. Изменение нормальных напряжений по верхней фибре ригеля

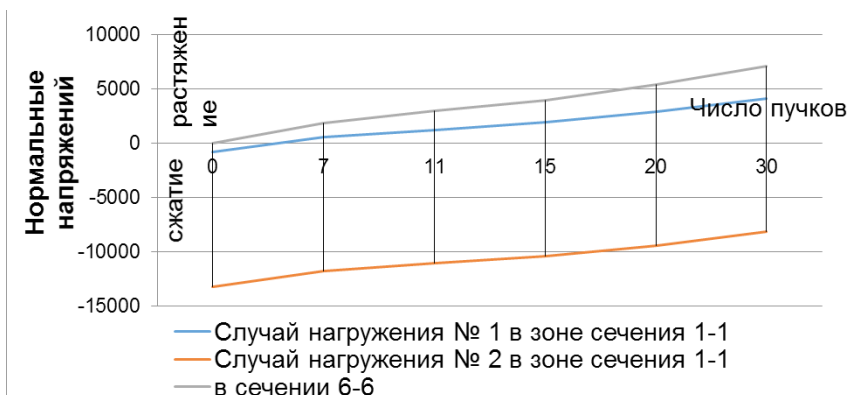


Рис. 5.18. Изменение нормальных напряжений по нижней фибре ригеля

Напрягаемая арматура в значительной степени влияет на напряженное состояние консольного ригеля. Как видно из графиков рис. 5.17 в сечении на свободном конце ригеля образуются большие сжимающие местные напряжения. При увеличении числа пучков арматуры до 30 нормальные сжимающие напряжения вдвое превосходят аналогичные напряжения в верхней фибре заделки в случае, когда приложен дополнительно собственный вес опоры и пролетных строений.

Нормальные растягивающие напряжения в верхних фибрах снижаются практически до нуля при увеличении числа напрягаемых пучков в верхней зоне ригеля до 30 (см. рис. 5.17).

Нижняя сжатая фибра приобретает даже растягивающие напряжения, если увеличивать число пучков до 30 (рис. 5.18). Это происходит как в сечении заделки, так и вблизи сечения на конце консоли.

Полученные результаты свидетельствуют о том, что при проектировании консольных ригелей опор требуется подбирать напрягаемую арматуру так, чтобы не создавались растягивающие напряжения вблизи свободного конца ригеля и одновременно обеспечивались бы условия прочности бетона по сжатию в заделке.

Будем изменять теперь силу натяжения пучков арматуры F_p следующим образом: $F_p = 75\% [F_p] = 1395$ кН, $F_p = 65\% [F_p] = 1209$ кН, $F_p = 55\% [F_p] = 1023$ кН, $F_p = 45\% [F_p] = 837$ кН, $F_p = 35\% [F_p] = 651$ кН.

Изменение усилия натяжения пучков сказывается также, как и увеличение числа самих пучков. Убедиться в этом можно, сравнивая построенные по результатам расчетов графики на рис. 5.19, 5.20 и 5.11, 5.12.

Средние участки ригеля оказываются менее обжатými и этот факт необходимо учитывать при проектировании ригелей опор под многоуровневое движение.

Совершенно аналогичная картина, как и в случае увеличения числа пучков, получается для распределению напряжений в верхних и нижних фибрах консолей (рис. 4.21...4.24).

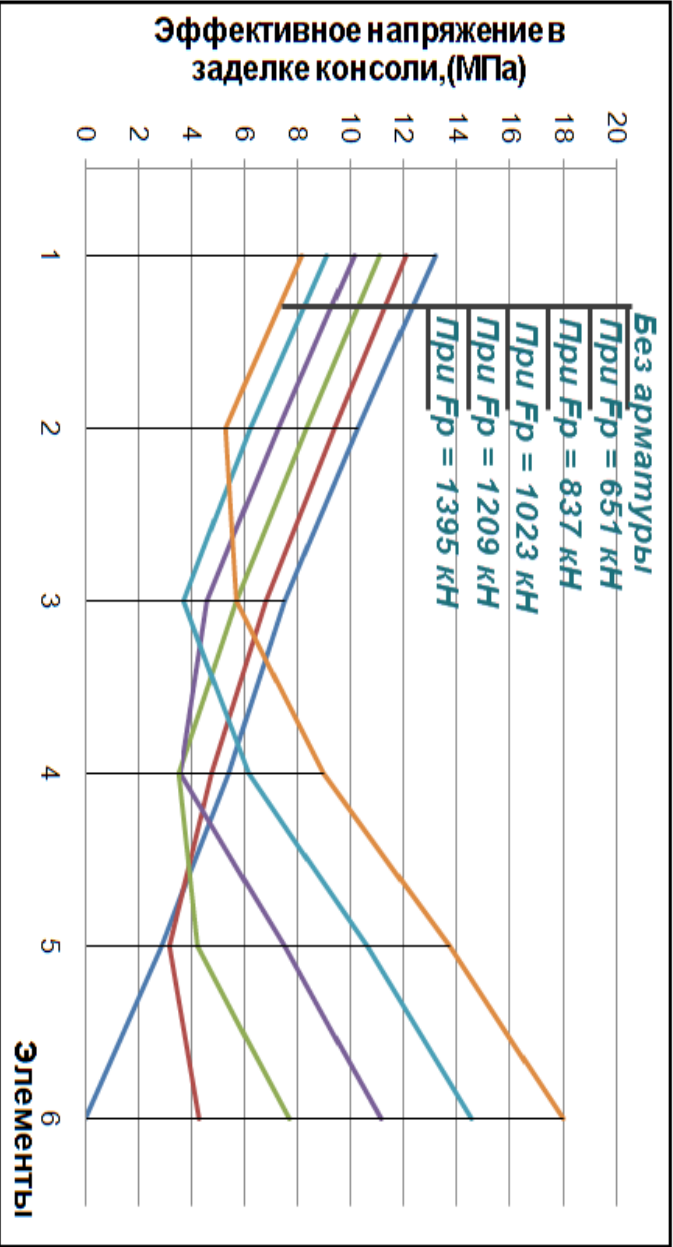


Рис. 5.19. Изменение эффективных напряжений в заделке консоли при изменении усилий натяжения

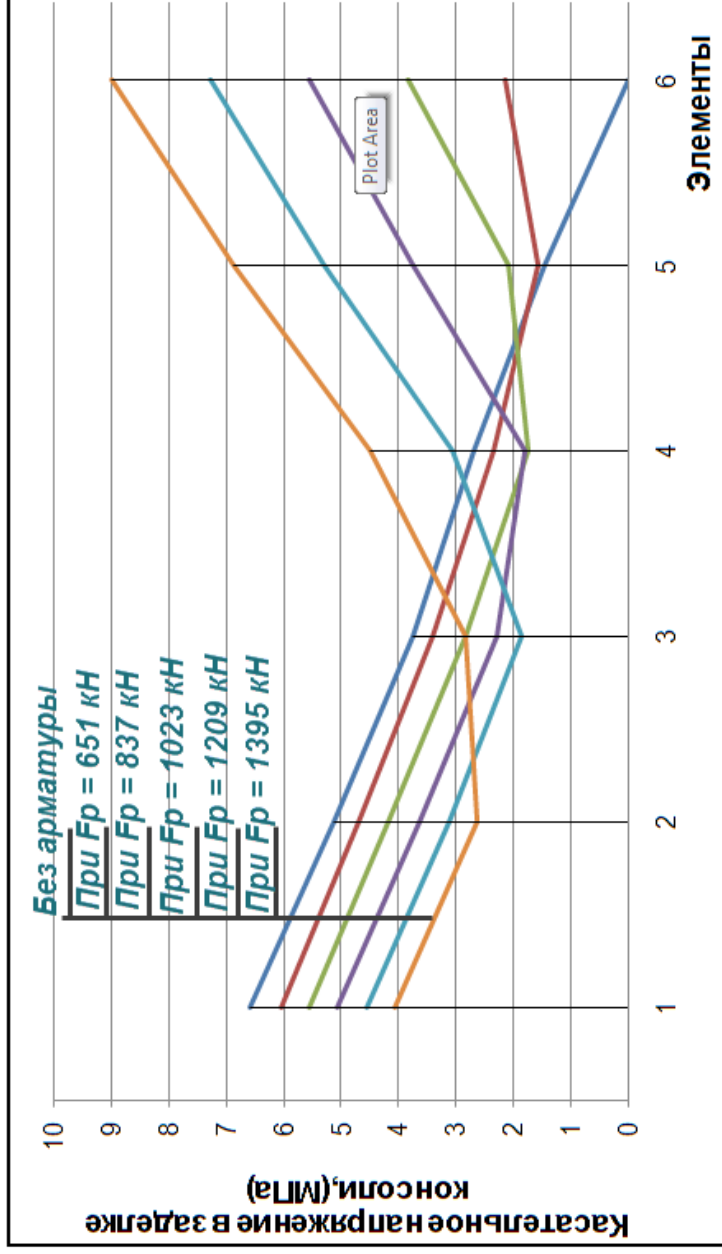


Рис. 5.20. Изменение касательных напряжений в заделке

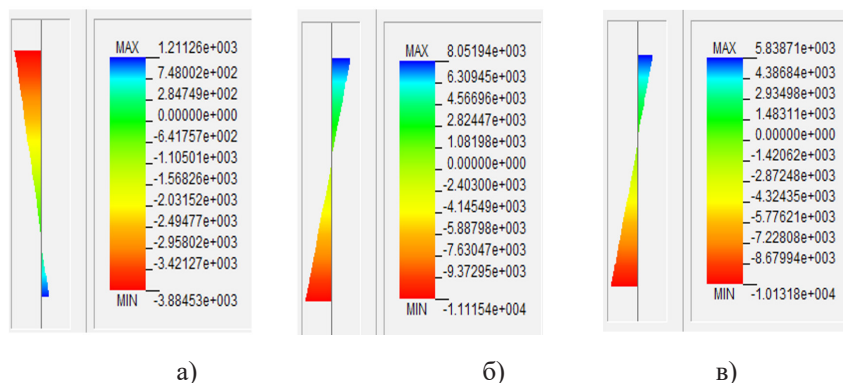


Рис. 5.21. Поля нормальных напряжений в сечении 1-1 ригеля для случаев нагружений № 1 (а) и №2 (б) при силе натяжения арматуры 837 кН и для случая нагружения № 2 при силе натяжения 1023 кН

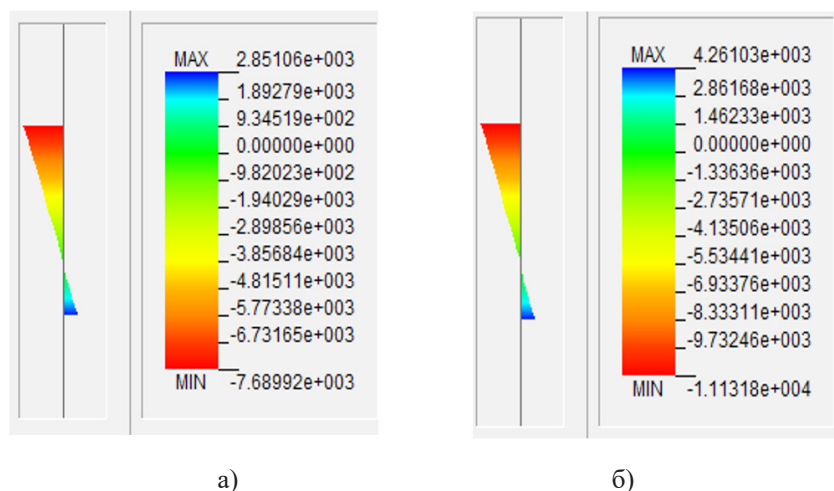
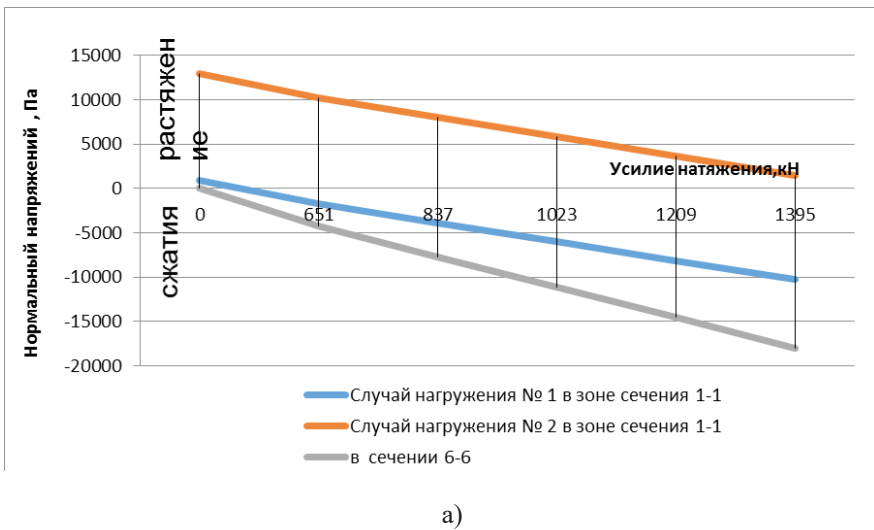
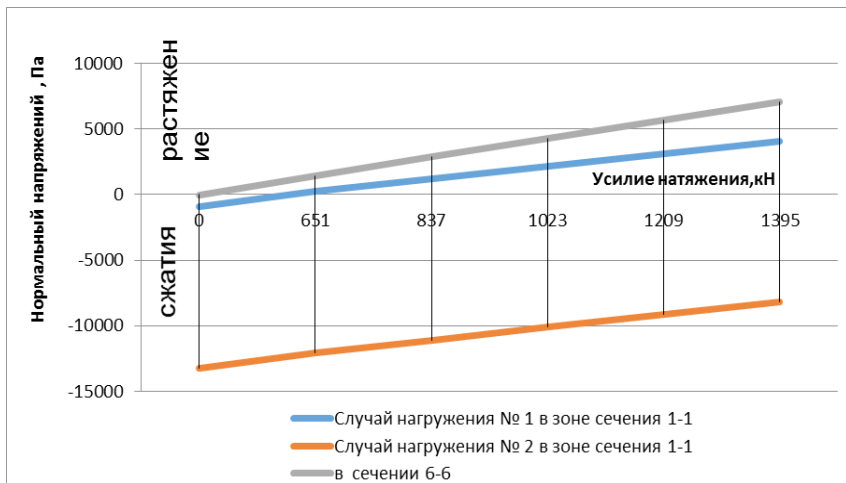


Рис. 5.22. Поля нормальных напряжений в сечении 6-6 ригеля для случая нагружения №2 при силе натяжения арматуры 837 кН (а) и при силе натяжения 1023 кН (б)



а)



б)

Рис. 5.23. Графикм изменения нормальных напряжений по верхней (а) и нижней фибрах (б) в зависимости от величины силы натяжения арматуры ригеля

5.3 Влияние вертикальной напрягаемой арматуры на работу опоры

5.3.1 Изменение расположения арматуры

Влияние вертикальной арматуры стойки рамной опоры было исследовано при следующих вариантах армирования (рис. 5.24):

1. При отсутствии арматуры (рис. 5.24, а);
2. С 5 пучками в зоне ригеля 2-ого уровня (рис. 5.24, б);
3. С 5 пучками в зоне ригеля 3-ого уровня (рис. 5.24, в);
4. С 10 пучками в зоне ригелей 2 – го и 3 – го уровней (рис. 5.24, г);
5. Тоже с 18 пучками (рис. 5.24, д);
6. С 24 пучками по всему периметру столба опоры (рис. 5.24, е);
7. Тоже с 48 пучками (рис. 5.24, ж).

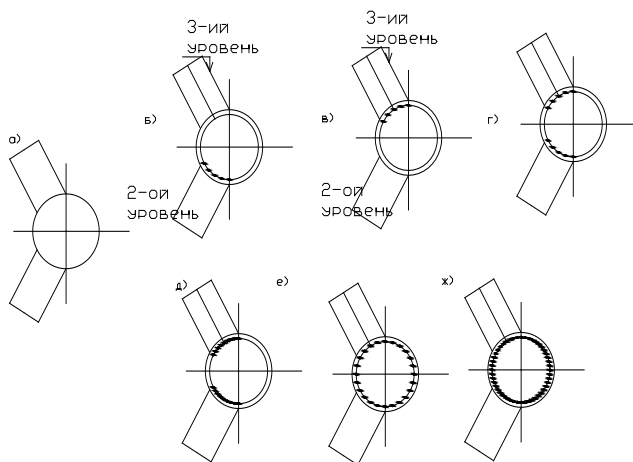


Рис. 5.24. Рассмотренные варианты армирования стойки опоры напрягаемой арматурой

Глобальная система координат при этом была принята, как показано на рис. 5.25.

Для проведения расчетов был принят следующий вариант загрузки: собственный вес консоли с пролетным строением + нагрузка от сил предварительного напряжения + временная подвижная нагрузка.

Результаты проведенных расчетов по перемещениям тела опоры представлены на графиках рис. 5.26. Изменение эффективных и касательных напряжений в зависимости от вариантов армирования тела опоры показаны на графиках рис. 5.27.

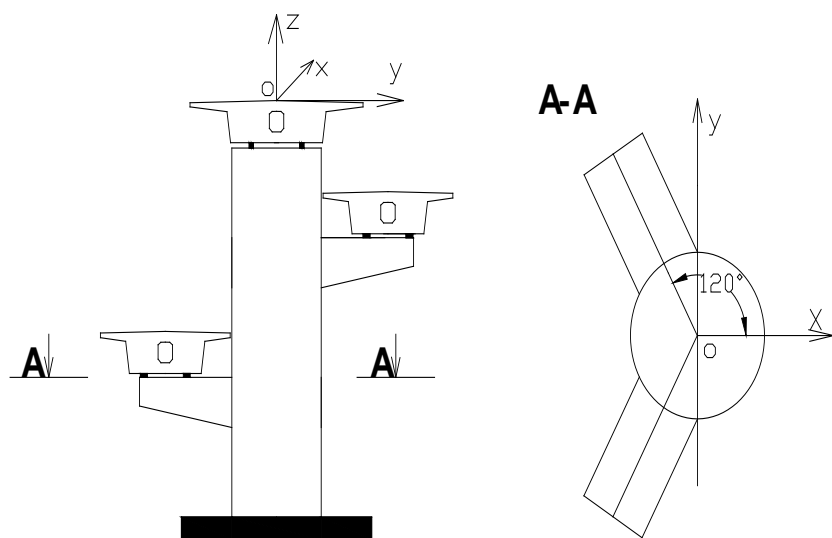


Рис. 5.25. Глобальная система координат

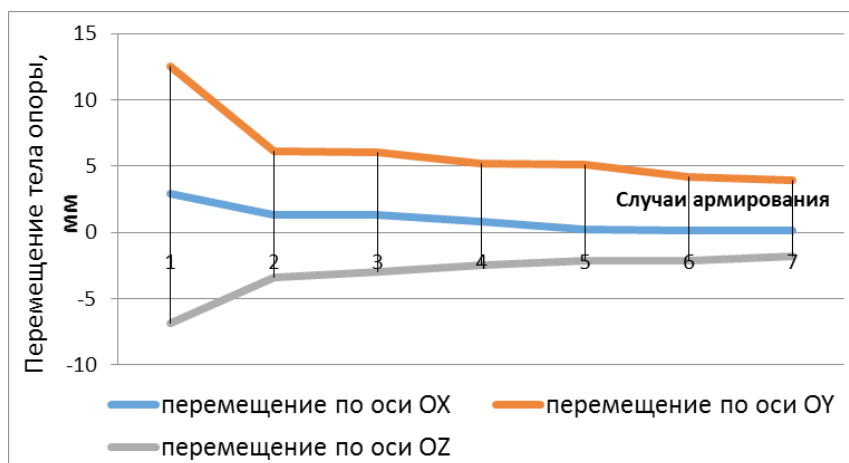


Рис. 5.26. Перемещения тела опоры

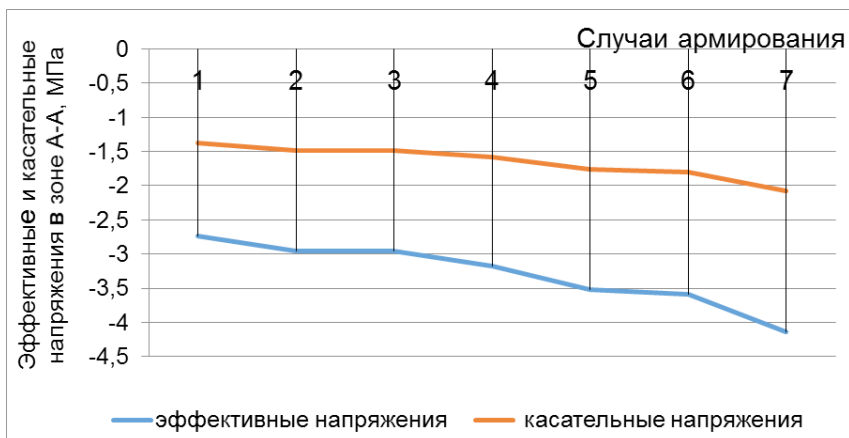


Рис. 5.27. Эффективные и касательные напряжения в зоне сечения А-А

Расчеты показали, что степень армирования вертикальной арматурой и характер армирования мало влияет на горизонтальные перемещения тела опоры (см. на рис. 5.26 синюю и красную линии). Также незначительно влияет армирование в вертикальном направлении на вертикальные перемещения ригелей (см. на рис. 5.26 серую линию).

Эффективные и касательные напряжения в сечении А-А при этом увеличиваются. Более интенсивно (в 1,5 раза) изменяются эффективные напряжения (рис. 5.27). Касательные напряжения увеличиваются в 1,3 раза.

Анализ полей нормальных напряжений в сечении А-А (во втором уровне движения) показывает, что характер и интенсивность вертикального армирования мало влияет на площадь зоны растяжения.

Характер армирования тела опоры с консольными ригелями, расположенными под углами к центральным осям X-Y (см. рис. 5.25) влияет на характер полей нормальных напряжений (рис. 5.28). Для рассмотренного случая опоры нормальные напряжения в сечении А-А при различной степени армирования оставались сжимающими по всему сечению. Однако, из-за несимметричности приложения сил натяжения и приложенных других внешних нагрузок зоны сжимающих напряжений с наибольшими значениями смещаются, но такое смещение происходит соответственной только в нижней и верхней половинах сечения А-А.

Следует полагать, что аналогичный характер полей напряжений будет иметь место и в других горизонтальных сечениях по высоте опоры. Можно также видеть, что приращение наибольших значений сжимающих

напряжений при максимальном армировании по отношению к случаю без предварительного напряжения, различно. Для рассмотренного случая опоры и армирования сжимающие напряжения возросли примерно в 1,6 раза по нижней зоне сечения тела опоры и более чем в 6 раз по верхней зоне (рис. 5.29). В тоже время при отсутствии напрягаемой арматуры разброс напряжений между наибольшими и наименьшими значениями составил более 7, а при наличии 48 пучков – около 2.

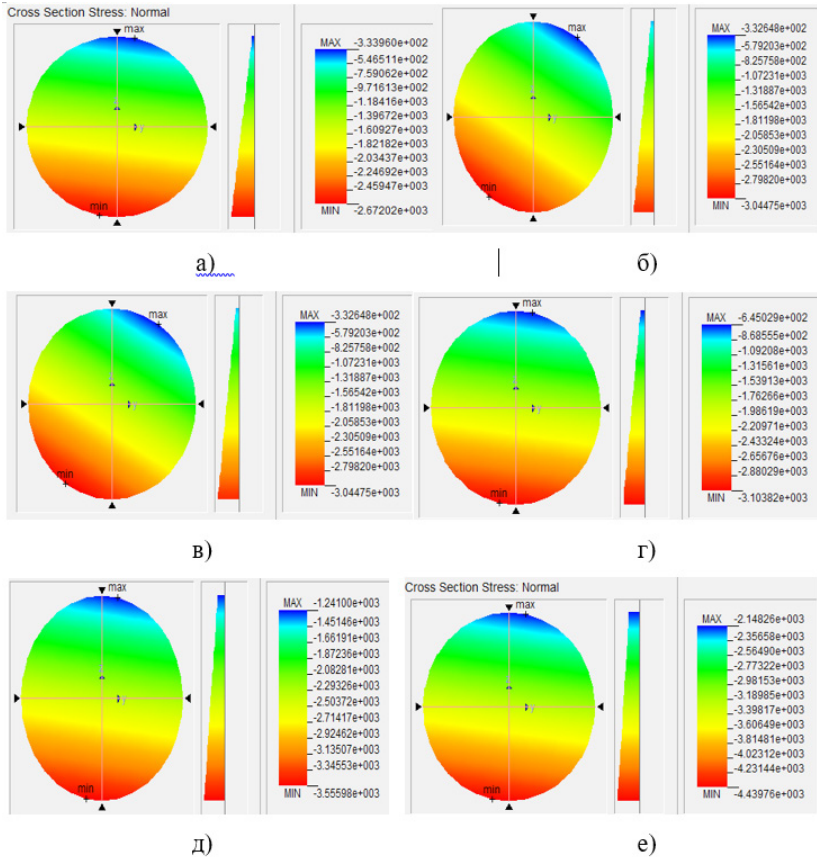


Рис. 5.29. Поля нормальных напряжений в сечении А-А
стойки опоры: а – при отсутствии армирования;
б – в аналогичном сечении уровня 3 при 5 пучках;
в – в сечении А-А при 5 пучках; г – при 10 пучках;
д – при 18 пучках; е – там же при 48 пучках

Из проведенного анализа напряжений можно сделать вывод о том, что для одностоечной опоры с консольными несимметрично расположенными ригелями в разных уровнях симметричное армирование напрягаемой арматурой представляется более предпочтительным, т.к. обеспечивается более равномерное распределение сжимающих напряжений по горизонтальным сечениям.

Изменения нормальных сжимающих и растягивающих напряжений в гранях тела стойки опоры при разной степени армирования видны из графиков рис. 5.30.

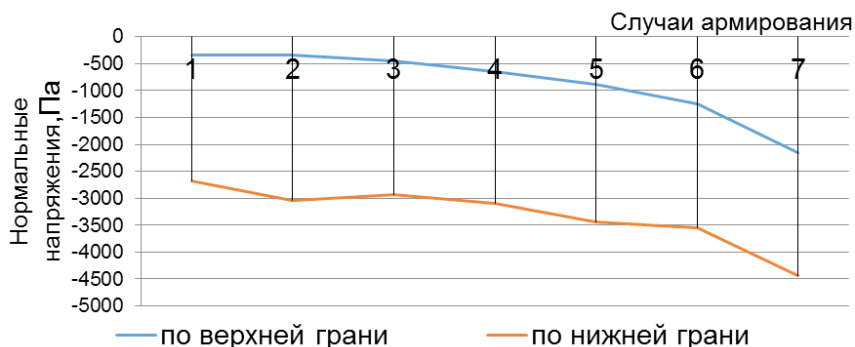


Рис. 5.30. Нормальное напряжение по граням стойки опоры

По абсолютной величине сжимающие напряжения в нижней части сечения стойки (по отношению к координатным осям сечения) выше, чем по верхней части сечения.

5.3.2. Изменение усилия натяжения арматуры стойки опоры

Будем изменять теперь силу натяжения пучков арматуры F_p следующим образом: $F_p = 75\% [F_p] = 1395$ кН, $F_p = 65\% [F_p] = 1209$ кН, $F_p = 55\% [F_p] = 1023$ кН, $F_p = 45\% [F_p] = 837$ кН, $F_p = 35\% [F_p] = 651$ кН.

Рассмотрим изменение полей нормальных напряжений в зоне сечений А-А (рис. 5.25) при двух случаях сочетания нагрузок:

Случай № 1: собственный вес консоли с пролетным строением + нагрузка от сил предварительного напряжения.

Случай № 2: собственный вес консоли с пролетным строением + нагрузка от сил предварительного напряжения + временная подвижная нагрузка.

Рассмотрим случай армирования: с 24 пучками по всему периметру столба опоры (см. рис. 5.24, е). Полученные поля напряжений нагляд-

но демонстрируют изменение характера напряжений по сечению стойки опоры (рис. 5.31).

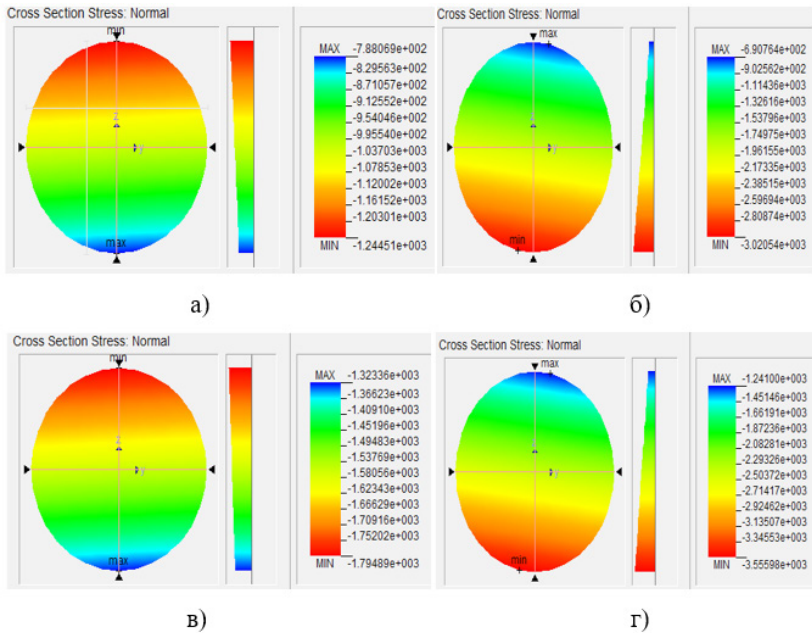


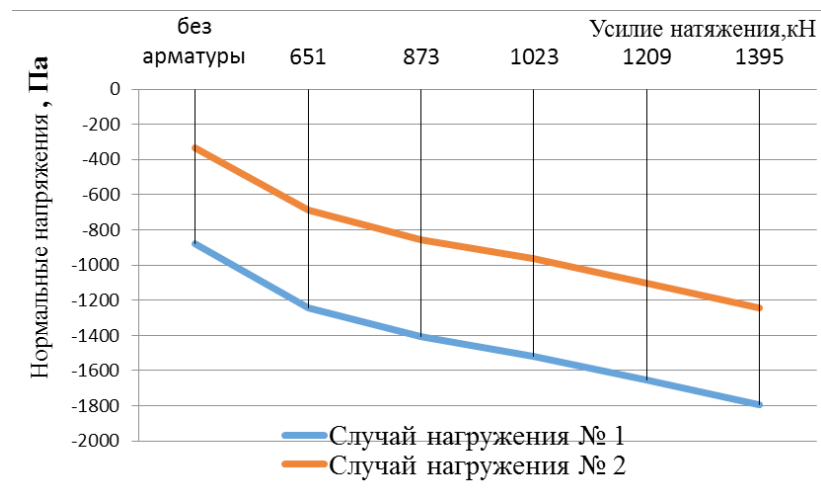
Рис. 5.31. Поля напряжений при различном натяжении пучков
арматуры стойки опоры: а – 637 кН для случая №1;
б – тоже для случая №2; в – 1395 кН для случая №1;
г – тоже для случая №2

На графиках изменение наибольших значений нормальных напряжений в верхней и нижней гранях сечения А-А для рассмотренных случаев представлено на рис. 5.32.

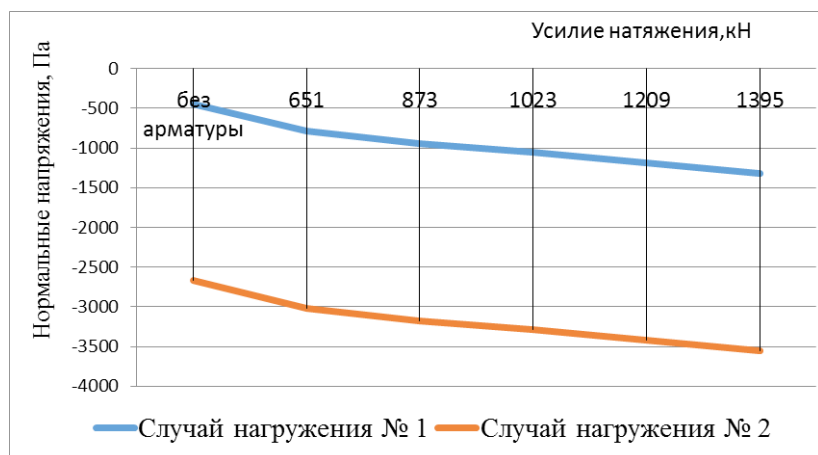
Усилие натяжения вертикально расположенной арматуры увеличивают сжимающие напряжения в сечениях тела опоры и это хорошо прослеживается по приведенным полям напряжений (рис. 5.31) и по построенным графикам изменения наибольших нормальных напряжений: рис. 5.32.

Добавление к нагрузкам от собственного веса опоры, пролетных строений и сил натяжения также временной подвижной нагрузки на консоли 2-го уровня существенно изменяют величину напряжений по фибрам тела опоры. При этом для верхних по отношению к горизонтальной оси

фибр добавление временной нагрузки создает для всех случаев назначенных усилий натяжения меньшие значения нормальных напряжений, чем это имеет место для нижних фибр (см. рис. 5.32).



а)



б)

Рис. 5.32. Изменения нормальных напряжений:
а – по верхней половине сечения стойки;
б – по нижней половине стойки

ГЛАВА 6. ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Выявлено, что для рамных одностоечных опор с консольными ригелями наиболее опасными являются сечения в заделке ригелей, в которых напряжения на порядок превышают соответствующие напряжения по обрезу фундамента, по которым определяют прочность одностолбчатых опор без ригелей. Доля напряжений в заделке консолей от действия временной подвижной нагрузки составляет до 70...75% от соответствующих напряжений, вызванных собственным весом опоры и пролетных строений.

2. Наиболее рациональная форма опоры под многоуровневое движение – стойка постоянного или переменного по высоте круглого сечения, обеспечивающая простоту расположения консольных ригелей по контуру сечения и наилучшим образом распределяющая передаваемые на опору давления.

3. Для консольных ригелей наиболее рационально прямоугольное сечение, армированное сосредоточенными арматурными элементами.

При проектировании консольных ригелей следует учитывать, что средние по длине участки менее обжаты до 2 раз по сравнению с напряжениями по концевым сечениям.

4. По условиям прочности для одностоечных опор рассмотренного типа с консольными ригелями длиной до 9 м длины смежных пролетов не должны превышать 46 м. По условиям жесткости вылет консоли ригеля не должен превышать порядка 7,0 м при опирании на ригель неразрезных пролетных строений с длиной пролетов не более 33 м.

5. Для одностоечной опоры с консольными несимметрично расположенными ригелями в разных уровнях симметричное армирование напрягаемой арматурой ведет к более равномерному распределению сжимающих напряжений по горизонтальным сечениям.

6. Для подбора обычной и напрягаемой арматуры в консольных ригелях одностоечной опоры в соответствии с нормами Вьетнама рекомендуются разработанные автором программы, позволяющие ускорить процесс проектирования.

ГЛАВА 7. ОСОБЕННОСТИ НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ СТОЛБЧАТЫХ ОПОР С ПЛИТНЫМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМ ПРОЛЕТНЫМ СТРОЕНИЕМ ЭСТАКАД

7.1. Общие сведения

Ранее многими исследователями изучались зоны анкеровки напрягаемой арматуры на концах балок пролетных строений и зоны опирания столбов на фундаменты опор, поскольку в эксплуатируемых предварительно напряженных балках железобетонных пролетных строений и в столбах опор появлялись трещины и другие дефекты, вызываемые местными напряжениями. Такие дефекты снижают надежность конструкций и их долговечность. В этой связи следует отметить работы [1; 2; 8; 24], которые позволили расширить знания в области проектирования надопорных зон. В последнее время неоднократно регистрировались трещины и другие дефекты, вызванные реакциями столбчатых опор плитных пролетных строений (рис. 7.1).

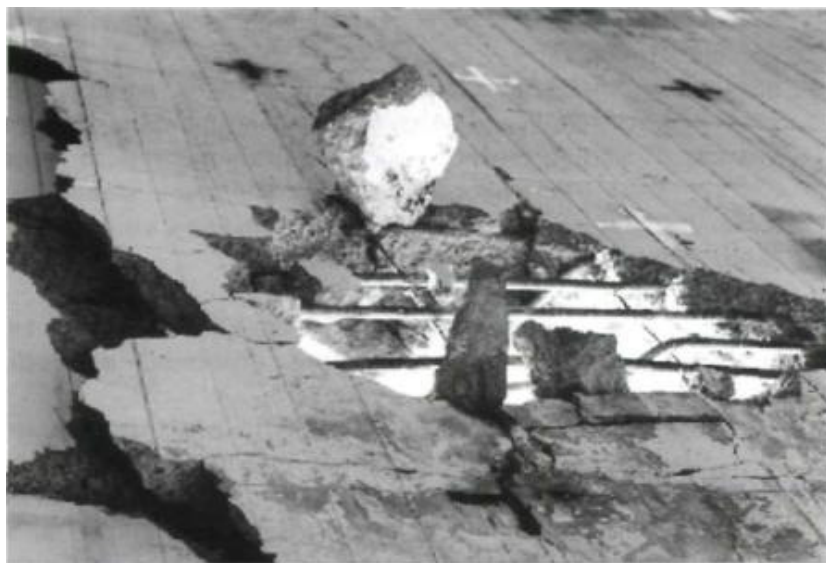


Рис. 7.1. Типичный дефект, вызванный реакцией столбчатой опоры

В рамках настоящей работы приведены результаты исследования напряженного состояния надопорных зон плитных пролетных строений и их анализ. Полученные данные позволяют выявить характерные особен-

ности работы мостовых конструкций в зоне действия местных напряжений и разработать некоторые рекомендации по проектированию надопорных зон.

Практически, интегральную проверку обеспечения несущей способности зон с большим местным напряжением удобно разбить на несколько этапов:

- 1 – проверка сечения на действие нормальных напряжений;
- 2 – проверка сечения на действие касательных напряжений (или на действие вертикальной силы);
- 3 – расчет на местное сжатие.

По действующим нормам определение местного воздействия сил имеет некоторые недостатки, а именно:

- в общем напряженном состоянии опорных зон не учитывается влияние значительных касательных напряжений;
- отсутствуют варианты наиболее рационального армирования надопорной зоны, обеспечивающие её прочность и трещиностойкость;
- нет четкого представления о влиянии таких конструктивных факторов как ширина и радиус кривизны пролетного строения, диаметр стоек или столбов опор, высота поперечного строения. Кроме того, не прослеживается влияние количества и расположения напрягаемой арматуры пролетного строения на работу зоны опирания пролетного строения.

Исходя из сказанного, следует предложить такой способ проектирования опорных зон пролетного строения, который бы позволял:

- определять зоны развития больших местных напряжений;
- оценивать достаточность арматуры в надопорных зонах пролетных строений, исходя из расчета нормальных сечений;
- проводить подбор дополнительной арматуры в зонах местных напряжений с учетом конструктивных особенностей зоны опирания пролетных строений.

7.2. Результаты исследования работы зон опирания плитного пролетного строения эстакады со столбчатыми опорами и анализ результатов

Расчетная модель представляет собой конечно-элементную пространственную систему, заменяющую плитное пролетное строение постоянной высоты ($h = 1,45$ м), со схемой $30 + 3 \times 35 + 30$ м и шириной $B = 15$ м. Пролетное строение – это неразрезная система с радиусом кривизны R в плане равным 60 м. Диаметр столбчатых опор $D = 1,25$ м.

Учитываются постоянные, а также временные подвижные нагрузки, в соответствии с действующими техническими нормами, принятыми в США.

В рамках проводившихся исследований использовался комплекс базовых программ TDV и MIDAS [34-36].



Рис. 7.2. Расчетная конечно-элементная модель надопорной зоны пролетного плитного строения

Комплекс обрабатывает файловую исходную информацию-задание на проектирование, формирует расчетные схемы, по которым рассчитываются и проектируются элементы и узлы сооружения. Расчетная модель участка эстакады изображена на рис. 7.2. Используя модель, определялись нормальные и касательные напряжения в пролетных строениях не только вдоль, но и поперек оси несущей конструкции.

Пролетное строение моделировалось как совокупность треугольных и четырехугольных конечных элементов (см. рис. 7.2). Конечные элементы имели шесть степеней свободы в узле. Каждый из исследуемых участков пролетного строения разделен на $21 \times 950 = 19950$, а столбчатая опора – на $8 \times 6 = 48$ конечных элементов. Общее количество конечных элементов несущей конструкции составляло 19998 штук, для которых выдавались результаты в числовой форме. На основе расчетов, выполненных по базовым программам, были получены огибающие эпюры нормальных напряжений в верхних и нижних фибрах пролетного строения (рис. 7.3).

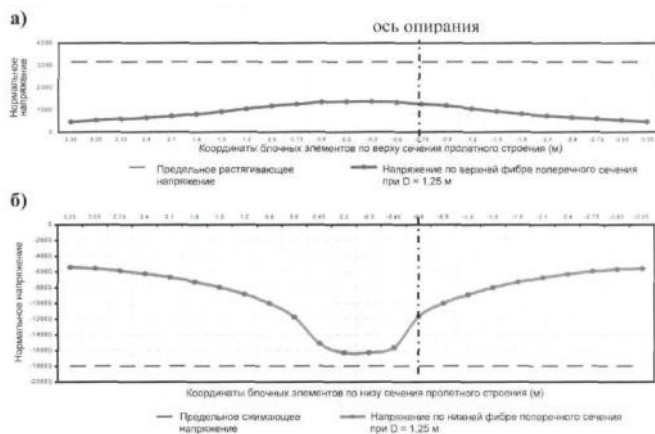


Рис. 7.3. Распределение нормальных напряжений σ_k по верхней (а) и по нижней (б) фибре поперечного сечения при ширине $B = 15$ м

При этом, приложение внешней нагрузкой соответствовало получению их максимальных значений в надпорной зоне. Согласно действующим нормам Вьетнама, нормальные напряжения в преднапряженных конструкциях σ_k не должны превышать предельных значений на сжатие $[\sigma_c]$ и растяжение $[\sigma_p]$. Формулы расчета нормальных напряжений σ_k и значения предельных нормальных напряжений $[\sigma_c]$ и $[\sigma_p]$ в предварительно-напряженных железобетонных конструкциях приведены в технических нормах.

Из сравнения норм России [23] и США [26] (также с нормами Вьетнама [43]) следует, что в этих нормах для расчета прочности при местном сжатии, а также при определении требуемого количества дополнительной косвенной арматуры, используют разные формулы.

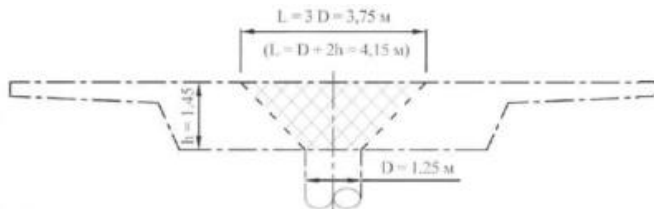


Рис. 7.4. Расположение расчетных надпорных зон при расчетах на местное сжатие

Расположение расчетных зон при расчете на местное сжатие представлено на рис. 7.4.

По СП 35.13330.2011 расчет на местное сжатие выполняется в соответствии с п.7.89. По 22TCN 272-01 при отсутствии косвенного армирования, условие прочности на местное сжатие имеет вид:

$$N \leq \varphi P_n$$

$$P_n = 0,85f_c A_1 m \quad (7.1)$$

где: N – сила реакции;

A_1 – зона сжатия;

f_c – прочность бетона на 28-й день;

m , φ – коэффициенты модификации и сопротивления сжатию.

При наличии косвенного армирования прочность на местное сжатие обеспечивается, если выполняются условия:

$$P_n = 0,85f_c' A_1 + f_y A_s \quad (7.2)$$

где f_y – напряжение в арматуре;

A_s – площадь косвенного армирования.

На рис. 7.5 представлены графики зависимости прочности надпорных зон пролетного строения в зависимости от количества косвенной арматуры.

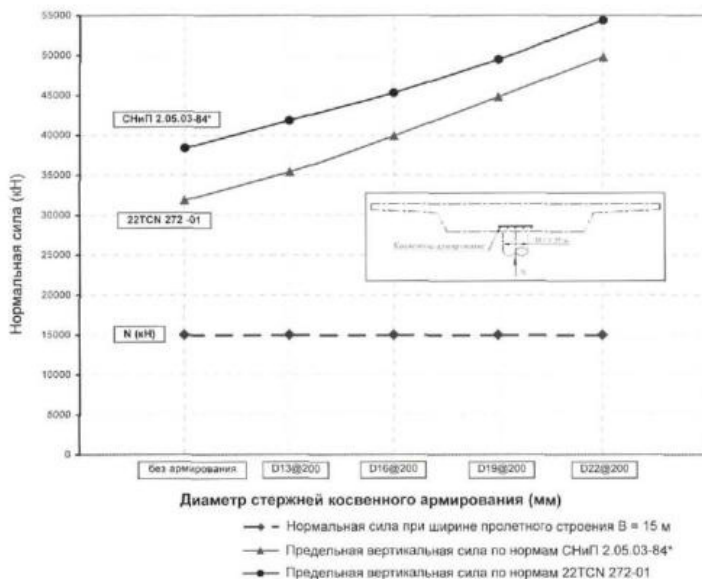


Рис. 7.5. Графики зависимости нормальной силы от количества косвенного армирования

Анализ полученных результатов показывает, что:

- каждый шаг изменения диаметра стержней косвенного армирования увеличивает предельную сжимающую силу приблизительно на 14% по 22TCN272-01 и на 12% по СП.35.13330.2011;
- если при расчете на местное сжатие не учитывать коэффициент сжатия φ в формуле (7.1), то можно получить довольно близкие результаты по предельной сжимающей силе для двух указанных технических норм;
- в некоторых случаях косвенное армирование вообще не требуется (см. рассмотренный случай при $B = 15$ м).

По действующим нормам США (и Вьетнама), помимо проверки надопорных зон относительно нормальных напряжений и местного сжатия, требуется проводить проверку надопорных зон и по касательным напряжениям. На рис. 7.6 показано распределение касательных напряжений t_K в надопорной зоне по верху, по низу и в середине высоты поперечного сечения.



Рис. 7.6. Распределение касательных напряжений t_K
в поперечном сечении

Огибающие эпюры на рис. 7.6 показывают, что в надопорной зоне размером $L = D + 2h$ (см. рис. 7.4) роль касательных напряжений весьма существенна. Это означает, что для проверки надопорных сечений на действие касательных напряжений (или на действие вертикальной силы) надо знать зону влияния местных напряжений диаметром L .

Для осуществления проверки сечений железобетонных конструкций по касательному напряжению, целесообразно принять модифицированную теорию полей сжатия (modified compression field theory), которая разработана Векчиоом, Коллинсом и Митшеллом. В настоящее время моди-

фицированную теорию полей сжатия и её формулы входят не только в технические нормы США, Вьетнама, но и в нормы других стран.

Модифицированная теория полей сжатия развивалась на базе теории полей сжатия для железобетонных конструкций. Согласно этим теориям бетон с трещиной принимается в качестве нового материала со своими характеристиками в напряженно-деформированном состоянии. В модифицированной теории во внимание принимают растягивающие напряжения в бетоне между трещинами и использует экспериментальную зависимость между деформациями и напряжениями.

На рис. 7.7 изображено расположение продольной и поперечной арматуры надопорных зон пролетного строения. Для подбора арматуры этих зон была разработана специальная программа, построенная в среде MICROSOFT EXCEL и MACRO-VBA. Программа позволяет рассчитывать количество косвенной, вертикальной поперечной и верхней горизонтальной арматуры в надопорных зонах пролетного строения и проверять несущую способность конструкции по прочности. Подбор арматуры в большинстве случаев возможен и по построенным графикам, которые позволяют просто и быстро подобрать диаметр и шаг необходимой арматуры надопорных зон.



Рис. 7.7. Зоны местных напряжений (а) и расположение верхней горизонтальной и вертикальной поперечной арматуры (б) в месте опирания пролетного строения

При этом должны быть удовлетворены следующие условия:

$$N \leq \varphi V_n, \quad (7.3)$$

$$V_n = V_c + V_s + V_p. \quad (7.4)$$

$$V_n = 0,25 f_c b_v d_v + V_p, \quad (7.5)$$

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f_c} b_v d_v \quad (7.6)$$

$$V_c = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}, \quad (7.7)$$

где: N , V_n – расчетная и предельная продольная сжимающая сила;
 b_v , d_v – эффективная толщина и высота пролетного строения (мм);
 β – коэффициент, характеризующий вероятность появления наклонной трещины под действием растягивающих напряжений;
 θ – угол наклона вектора сжимающих напряжений в надопорной зоне, град. (см. рис. 8.7, а);
 α – угол между горизонтальной арматурой и вертикальной осью опор, град. (см. рис. 8.7, б);
 A_v – площадь поперечной арматуры, с шагом армирования s (мм²).

Как видно из графиков рис. 7.8 шаг и диаметр поперечной арматуры надопорной зоны существенно влияет на её прочность. Чем больше величина предельной сжимающей силы, тем больше площадь поперечной арматуры A_v .

В рамках проведенных расчетов, при ширине пролетного строения $B = 15$ м использовалась поперечная арматура D13@125 мм, D16@150 мм или D19@175 мм. Для других конструктивных случаев графики будут аналогичны приведенным на рис. 7.8.

Одним из основных принципов модифицированной теории полей сжатия является признание того факта, что касательные напряжения воспринимаются верхней горизонтальной арматурой.

Для определения требуемого сечения этой арматуры используется следующее выражение

$$A_s f_y \geq 0,5 \frac{N_u}{\varphi} + \left(\frac{V_u}{\varphi} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot \theta, \quad (7.8)$$

где A_s – площадь верхней горизонтальной арматуры.

По формуле (7.8) могут быть построены графики для определения площади горизонтальной верхней арматуры надопорных зон любого пролетного строения (рис. 7.9). Из формулы (7.8) и графиков зависимостей (см. рис. 8.8) видно, что обеспечение прочности надопорной зоны достигается одновременным подбором горизонтальной и вертикальной поперечной арматуры. Графики (рис. 7.9) позволяют сделать такой подбор достаточно простым.

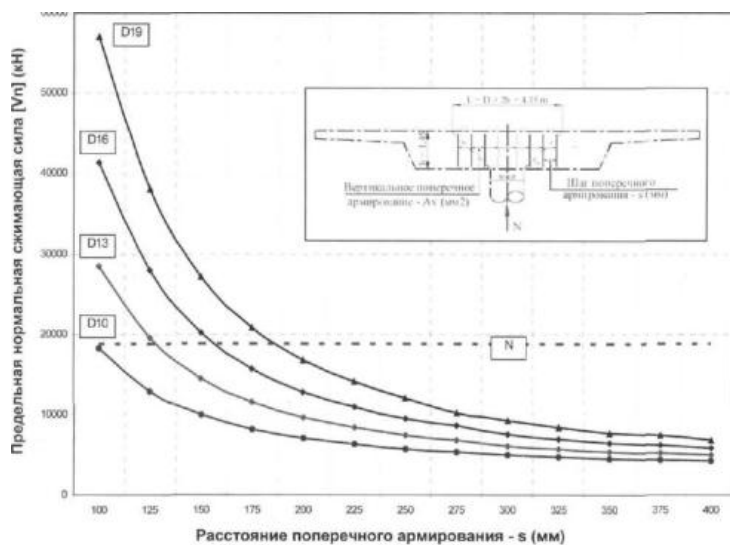


Рис. 7.8. Графики зависимости предельной сжимающей силы и количества поперечной арматуры в надпорной зоне

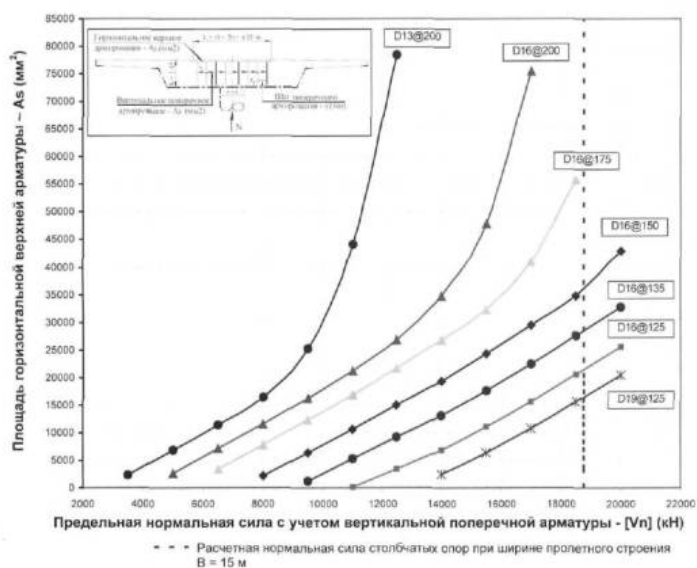


Рис. 7.9. Графики подбора горизонтальной арматуры надпорной зоны

Так, например, при ширине пролетного строения $B = 15$ м, задав параметры поперечной арматуры, можно найти параметры горизонтальной верхней арматуры, при которой будет обеспечена прочность надопорной зоны.

7.3. Выводы

Проведенные исследования работы надопорных зон плитных железобетонных пролетных строений городских эстакад [25] позволило сделать следующие выводы:

1. Представляется возможным отказаться от применения косвенного армирования надопорных зон.
2. В целях более корректного армирования надопорных зон целесообразно использовать модифицированную теорию полей сжатия, учитывающую при расчете локальных участков касательные напряжения.
3. Эффективное обеспечение прочности и трещиностойкости надопорных зон достигается комбинацией вертикальной поперечной и горизонтальной верхней арматуры.
4. Использование разработанной программы позволяет быстро определить необходимое количество арматуры в надопорных зонах.

ГЛАВА 8. ИНТЕГРАЛЬНЫЕ УСТОИ МАЛЫХ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ

8.1. Общие сведения о сопряжении устоев с насыпями подходов к путепроводам

В местах сопряжения мостов и путепроводов в процессе их эксплуатации возникают просадки грунта подходов, трещины в асфальтобетонном покрытии, протечки воды. Эти дефекты связаны с необеспеченностью плавного перехода от конструкции насыпи подходов к более жесткой конструкции пролетных строений. Частично эта проблема решается устройством переходных железобетонных плит, заглубляемых в зоне сопряжения устоя с насыпью подхода и деформационных швов для обеспечения температурных перемещений. Несмотря на это, наблюдаются протечки воды по шкафным стенкам опор, намокают торцы балок, вызывающая коррозионные процессы в бетоне и арматуре.

В условиях современного города вопросы комфортабельности движения приобретают большое значение и поэтому узлы сопряжений городских путепроводов с насыпями подходов должны быть запроектированы таким образом, чтобы обеспечивались высокие потребительские свойства транспортных сооружений, включая городские путепроводы. Исследованиям совершенствования мест сопряжения устоев путепроводов и малых мостов посвящены работы автора [14; 15; 19].

8.2. Развитие способов улучшения сопряжений мостов и путепроводов с насыпью подходов

Конструкция сопряжения пролетного строения и насыпи подхода мостов со временем эволюционировала и, в целом, проделала большой путь по совершенствованию. Еще в 1937 г. году были разработаны первые прототипы современных конструкций сопряжения, как, например, приведенный на рис. 8.1. Устой имеет шарнирное опирание и снабжен переходной плитой, конец которой сопрягается с накладной плитой, уложенной в цементобетонное покрытие подхода. Такое решение в определенной степени снижало ударный эффект проезжающего транспорта.

Еще тогда в сопряжении возникали такие проблемы как заклинивание инородными веществами, накопленными на пути движения которые делали движение пролета невозможным, просачивание воды и грязи, в результате чего опоры или устои были загрязнены и корродировали. В дополнение к высокой стоимости так же отмечалось повреждение дорожного полотна, что представляло опасность для всех пользователей моста.

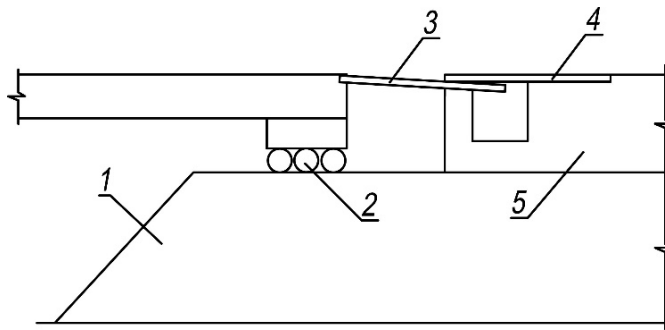


Рис. 8.1. Одно из первых решений сопряжения с помощью переходной плиты: 1 – устой; 2 – катки шарнирного опирания; 3 – переходная плита; 4 – накладная плита; 5 – цементобетонное покрытие

Союздорнии были предложены новые конструкции сопряжений (проекты и нормали которых в 1969–1970 гг. были разработаны проектными институтами России: Союздорпроектом и Гипроавтотрансом) и организовано строительство опытных объектов [9]. Наблюдения за состоянием сопряжений в процессе эксплуатации показали существенное улучшение эксплуатационных качеств покрытий около мостов и подтвердили целесообразность принятых технологических и конструктивных решений.

В конструкцию сопряжений входит часть земляного полотна за береговой опорой моста (отсыпаемая из дренирующего грунта), заканчивающаяся объемлющим опоры конусом. Дорожное покрытие в этом месте устраивают из переходных плит (рис. 8.2).

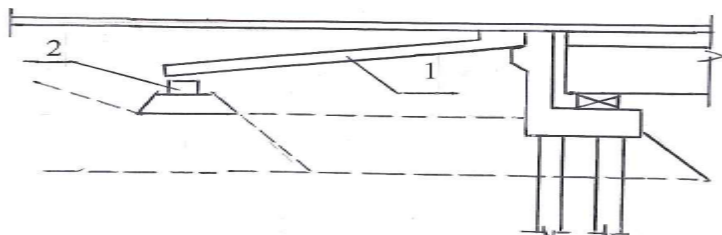


Рис. 8.2. Сопряжение моста с насыпью с помощью переходных плит: 1 – переходная плита, 2 – заглубленный лежень

В соответствии с [9] длину переходной плиты рекомендовано принимать от 4 до 8 м в зависимости от допустимых углов перелома профиля,

который определяется суммарной осадкой тела насыпи и ее основания. При этом плавный проезд транспортных средств по сопряжению обеспечивается только при соблюдении достаточно жестких требований к степени уплотнения грунтов насыпи, отводу поверхностных вод и необходимости выдерживания земляного полотна до устройства покрытия не менее 1 года.

На практике рекомендуемые требования учесть довольно непросто и поэтому при наличии переходных плит все же наблюдаются просадки насыпи и, как их следствие, образуются трещины в покрытии [19].

С целью улучшения эффекта от применения переходных плит можно найти немало предложенных разными авторами конструктивных способов. Например, есть предложение объединить переходную плиту с плитой пролетного строения гибкой связью из арматурных элементов и концу переходной плиты обеспечить шарнирное опирание. В этом случае предполагается, что трещины в покрытии на границе устоя – пролетное строение будут исключены.

Очень распространенным способом улучшения свойств грунта насыпи подходов в настоящее время является армирования грунта геосинтетическими полотнами. Используя долговечный синтетический материал как арматурный элемент насыпного грунта, удается существенно снизить деформации грунта за устоем. На рис. 8.3 показана конструкция сопряжения с мостом путем применения армированного геотекстилем грунта насыпи и переходной плиты. Полотна геотекстиля, расположенные рядами, создают плотную грунтовую конструкцию, снижающую вертикальные перемещения грунта под нагрузками.

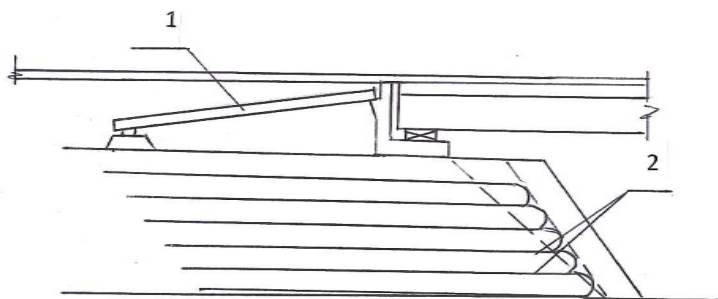


Рис. 8.3. Применение геосинтетических полотен для армирования грунта насыпи: 1 – переходная плита; 2 – геосинтетические полотна

Еще одним способом борьбы с просадками является устройство заглубленных переходных плит, опирающихся на свайное основание (рис. 8.4).

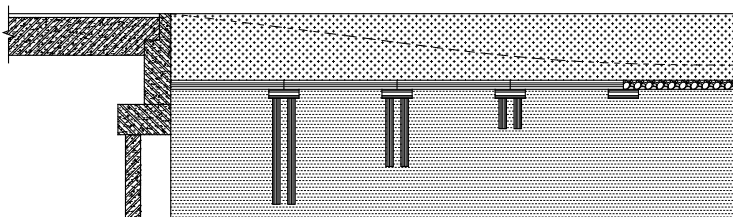


Рис. 8.4. Использование заглубленных переходных плит на свайном основании

Данное решение позволяет перенести возможные просадки от устоя за пределы расположения переходных плит. Пунктиром на рис. 8.4 показана граница просадок грунта.

В ряде случаев производят усиление грунтов подхода (например, георешеткой) с одновременным устройством подпорных стен (рис. 8.5).

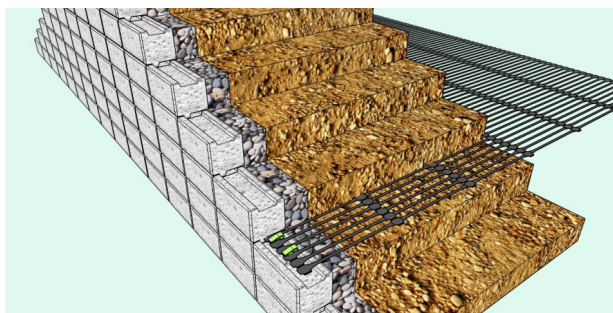


Рис. 8.5. Устройство подпорных стен с усилением подхода георешеткой

Появление просадок связано не только с самой конструкцией сопряжения, но также с качеством проектирования, строительства, эксплуатации и мониторинга за состоянием сопряжения с мостами и путепроводами.

При проектировании в основном используется принцип замены естественных грунтов другими с лучшими физико-механическими характеристиками: однородным песчаным грунтом или армированным геотекстилем песчаным грунтом. Эти решения улучшают эксплуатационные качества сопряжения, но не исключают полностью просадок, происходящих из-за следующих факторов:

- температурных перемещений пролетных строений с переходными плитами;
- попадания воды через деформационные швы над устоями и последующего водонасыщения грунтов насыпи в зоне сопряжения с мостом;
- осадками основания насыпи подхода.

Все традиционные решения не исключают необходимости устройства деформационных швов в сопряжении. Деформационный шов, как показывает практика, представляет собой участок сопряжения, который способствует образованию дефектов в проезжей части и динамических ударов от подвижных нагрузок.

8.3. Сопряжение путепроводов и малых мостов с подходами путем применения интегральных устоев

В последние годы в зарубежной практике строительства мостов и путепроводов малой и средней длины (общей длиной до 100 м) активно внедряются интегральные схемы сооружений. При этом к интегральным мостам по определению относятся рамные конструкции без деформационных швов и шарниров [27–29; 32; 33; 47].

Из определения следует, что железобетонные интегральные мосты (точнее – мосты с интегральными устоями) представляют собой монолитные сооружения. Прообразом современных интегральных мостов являются ранее возводимые рамные путепроводы из монолитного железобетона (рис. 8.6).

Такие сооружения при однопролетной схеме имели пролеты $L \leq 25$ м при армировании обычной арматурой и $L \leq 60$ м – при использовании напрягаемой арматуры. В многопролетных схемах пролеты L не превышали 40 м, если применяли предварительное напряжение. Для условий современных дорог и городских улиц указанные величины пролетов также приемлемы.

Если переместить узел сопряжения переходной плиты за шкафную часть устоя, обеспечивая объединение плиты с пролетным строением, то при наличии плоскости скольжения с малым коэффициентом трения по контакту переходной плиты и верха шкафной части появляется более эффективное решение узла сопряжения устоя с насыпью подхода (рис. 8.7, а).

В этом случае снижается вероятность увлажнения грунта за стенкой устоя и, следовательно, проявления просадок насыпного грунта. Остается правильно запроектировать узел сопряжения конца переходной плиты с дорожной одеждой, где будут накапливаться температурные перемещения Δ .

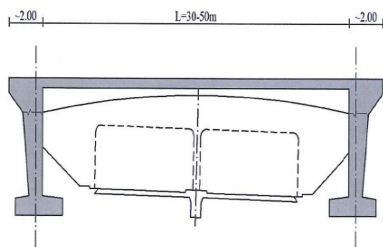


Рис. 8.6. Железобетонный путепровод рамной системы

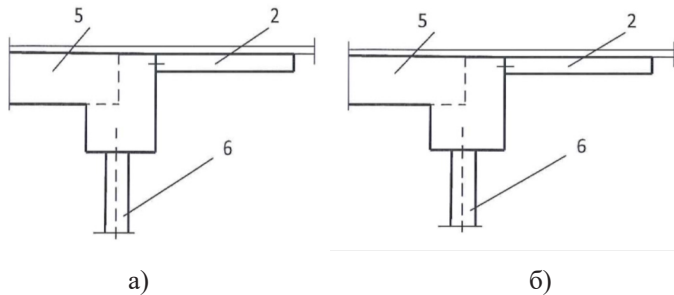


Рис. 8.7. Современные решения устоев: а – полуинтегрального типа; б – интегрального типа; 1 – балочное пролетное строение; 2 – переходная плита; 3 – поверхность скольжения; 4 – опорная часть; 5 – балки пролетного строения, заделанные в устой; 6 – стальная свая

Такое решение проблемы улучшения надежности сопряжения моста с насыпью подхода предлагается специалистами КНР [31]. При этом для исключения боковых смещений переходной плиты предусматривают ограничители, представляющие собой железобетонные упоры по краям шкафной стенки устоя.

Наиболее совершенной конструкцией сопряжения мостового сооружения с насыпью подхода является та, у которой отсутствует деформационный шов, и тело устоя в минимальной степени подвержено давлению грунта. Таким требованиям отвечают так называемые интегральные мосты или мосты с интегральными устоями. При этом последнее определение точнее отражает отличие общеизвестных конструкций сопряжения концевых частей мостовых сооружений с насыпью подходов.

В зарубежной практике строительства мостов и путепроводов малой и средней длины интегральные схемы сооружений внедряются, начиная с 70-х годов прошлого столетия [27; 40; 47]. При этом к интегральным мостам некоторые зарубежные специалисты относят и рамные конструкции без деформационных швов и шарниров [38].

Как показывают исследования, проведенные в США [40], обычные по конструкции устои путепроводов не воспринимают больших боковых воздействий, и поэтому их целесообразно проектировать простейшими по конструкции. Сплошное тело интегрального устоя устраивается в пределах глубины насыпной части подхода. Оно, по сути, представляет собой шкафную часть классических устоев, опирающуюся на ряд гибких относительно продольной оси сооружения свай, которые чаще всего выполняются стальными двутаврового сечения (рис. 8.7, б).

За счет объединения переходной плиты с интегральным устоем арматурой снижается, или вообще исключается, вероятность появления трещин в дорожном покрытии на границе внешней плоскости тела устоя и торца переходной плиты, поскольку при температурном воздействии устой одновременно перемещается с переходной плитой. При перемещении интегрального устоя в сторону насыпи подхода грунт за телом устоя сжимается, а при перемещениях в сторону путепровода грунт разуплотняется, и происходит его просадка [41] (рис. 8.8). Таким образом, для зоны сопряжения конструкции путепровода с насыпью подхода, осадки грунта проявляются, но они никак не влияют на условия движения, и ровность покрытия сохраняется. Это утверждение будет справедливо, если не происходит увлажнения грунта насыпи в пределах длины переходных плит. В противном случае может возникнуть осадка конца переходной плиты с упорным блоком, и ровность проезда будет нарушена.

Перемещения интегрального устоя в одну и другую сторону зависят от сезонного изменения температуры, которое, в общем случае, носит синусоидальный характер. На перемещения устоя будут также влиять ползучесть и усадка бетона несущих конструкций путепровода.

Очевидно, что стальные сваи интегральных устоев под воздействием циклических нагрузок испытывают напряжения разных знаков, что может привести к образованию пластических деформаций и даже пластического шарнира. Данное обстоятельство может указывать на то, что применение интегральных устоев ограничено общей длиной пролетного строения. Согласно данным по построенным за рубежом интегральным путепроводам и мостам, такая длина для железобетонных конструкций не превышает 50 м, что обычно достаточно для путепроводов над автомобильными дорогами и большого числа городских улиц.

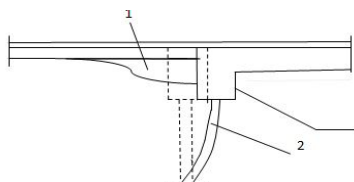


Рис. 8.8. Образование зоны разуплотнения грунта за устоем:

1 – просадка грунта; 2 – свая

Путем применения полуинтегральной конструкции возможно исключение гибких свай в основании интегральных устоев. В таких устоях присутствует опорная часть (шарнир) между его верхней массивной частью, объединенной с пролетным строением и фундаментом устоя (рис. 4 а).

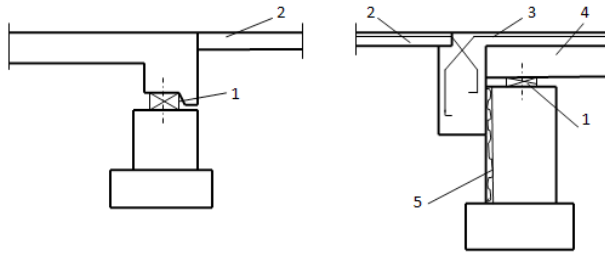


Рис. 8.9. Полуинтегральные схемы устоев: а – простейшей конструкции; б – с подвешенной обратной стенкой;
1 – опорная часть; 2 – переходная плита; 3 – арматура;
4 – сталежелезобетонная балка; 5 – уплотнитель

При этом фундамент углублен в естественный грунт, а массивная часть с опорной частью находится в насыпном грунте. Для исключения попадания грунта на опорную часть массивная часть устоя снабжена короткой стенкой [31]. К полуинтегральным относится также устой, изображенный на рис. 8.9 б. Конструкция полуинтегрального устоя для сталежелезобетонных пролетных строений предложена и применяется в США [27]. Наличие в такой конструкции обратной стенки по всей ширине устоя и уплотнителя позволяет предохранить опорную часть от попадания на нее грунта засыпки и воды, а также сократить перемещения пролетного строения в сторону подхода к путепроводу.

На рис. 8.10 показана конструкция сопряжения интегрального устоя с насыпью подхода [46]. Переходная плита одним концом выпусками стержневой арматуры закрепляется в массивной части устоя, а другим концом свободно опирается на железобетонный упор. Между торцом переходной плиты и стенкой упора устраивают простейший деформационный шов. До бетонирования массивной части устоя производится срезка грунта, как это показано на рис. 8.10. Массивная часть устоя целиком расположена выше грунта подхода, а пространство между поверхностью грунта подхода и переходной плитой заполняется щебеночной смесью. Для предотвращения намокания грунта подхода в зоне переходной плиты и устоя по его поверхности укладывается геосинтетическое полотно. Попадающая в щебеночную засыпку вода отводится специально укладываемыми по наклонным плоскостям подхода после срезки водоотводящим трубкам и далее по поперечным отводящим трубкам, расположенным в пониженных местах срезки.

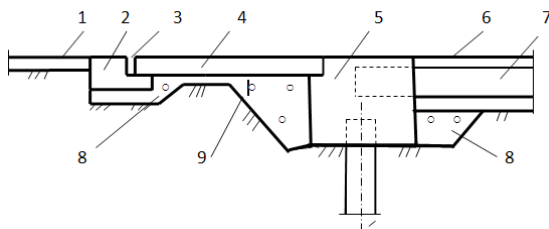


Рис. 8.10. Конструкция сопряжения сталежелезобетонных балок с интегральным устоем (США): 1 – покрытие подхода; 2 – упор; 3 – деформационный шов; 4 – переходная плита; 5 – устой; 6 – железобетонная плита; 7 – стальная балка; 8 – щебеночная смесь; 9 – геосинтетическое полотно

8.4. Общие выводы по целесообразности применения малых мостов и путепроводов с интегральными устоями

Поведение построенных мостов с интегральными устоями во времени еще недостаточно изучено, а на основании опыта их проектирования с использованием разработанных различными авторами моделей, нельзя утверждать, что мосты интегральной системы имеют неоспоримые преимущества. Тем не менее, в США только в штате Нью-Йорк эксплуатируется около 450 таких мостов. В основном это однопролетные мостовые сооружения длиной до 30 м, в некоторых случаях – до 100 м. Строительство мостов интегральной схемы осуществлено в Японии, Италии, Словении и ряде других стран.

Считается, что применение мостов и путепроводов с интегральными устоями ограничивается общей длиной 80–90 м, что обусловлено предельными перемещениями от действия температуры. Тем не менее, есть примеры сооружений длиной до 400 м. Так, например, в Италии при реконструкции балочно-разрезного железобетонного 13-ти пролетного моста Изолла-делла-Скала в Вероне была создана интегральная схема общей длиной 400 м. Как показывают результаты проведенных в Италии исследований, длина интегральных мостовых сооружений может составлять 500 м и даже более [47].

Из-за недостаточного количества статистических данных особенностей работы интегральных мостов под нагрузками не запроектировано и не построено пока косых и криволинейных интегральных путепроводов. В литературе даже встречаются рекомендации по неприменению интегральных систем к косым мостам [31].

Отмеченные выше преимущества мостовых сооружений с интегральными и полуинтегральными устоями дают основания для их применения в отечественной практике и, прежде всего, при строительстве путепроводов, имеющих в большинстве случаев небольшую длину. Для реализации таких планов требуется проведение соответствующих исследований. Такие работы автором ведутся в МАДИ на кафедре мостов и транспортных тоннелей [14; 15; 19].

По результатам, приведенным в п.п. 8.1–8.3 можно сделать следующие выводы:

1. Применение интегральной схемы для мостовых сооружений позволяет отказаться от деформационных швов и опорных частей, что снижает затраты на их строительство и эксплуатацию.

2. Благодаря повышенной пространственной жесткости и относительно малой строительной высоте ригельного элемента несущей конструкции интегральная схема целесообразна для использования ее при строительстве путепроводов, в том числе в городских условиях.

3. Путепроводы с интегральными устоями отличает простота и целостность конструкции.

4. Сейсмическая выносливость сооружения делает интегральные устои наиболее предпочтительной конструкцией в сейсмически опасных районах.

5. Для путепроводов с интегральными устоями характерны сравнительно малые сроки строительства, так как используется преимущественно один ряд свай.

6. В путепроводах с интегральными устоями достигается простота в возведении насыпи. Требуется небольшое количество простейшего оборудования для уплотнения грунта насыпи.

7. Интегральные устои могут быть построены на существующих фундаментах без необходимости полного удаления старого основания моста.

8. Для применения интегральной схемы в косых и криволинейных путепроводах требуются специальные исследования с целью определения рациональных углов косины и радиусов кривизны.

9. Для внедрения интегральных схем в отечественную практику проектирования и строительства мостов и путепроводов необходимо проведение исследований по выявлению особенностей работы интегральных мостов, включая взаимодействие устоев с насыпью подходов, а также по изучению влияния действия температуры, косины и кривизны несущих конструкций путепроводов.

ГЛАВА 9. ВЛИЯНИЕ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ИНТЕГРАЛЬНОГО УСТОЯ НА ЕГО НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ

9.1. Исходные данные и расчетные модели

Для исследований был принят однопролетный путепровод с характерной для городских условий пролетом 30 м и шириной поверху – 12 м. Пролетное строение имеет сталежелезобетонную конструкцию с 5 стальными балками и железобетонной плитой. Интегральные устои приняты прямоугольной формы 5×1.2 м. (рис. 9.1). Основание устоев принято из стальных свай Н-образного сечения длиной 20 м. На рис. 9.2 и в табл. 9.1 показаны размеры и геометрические характеристики поперечного сечения принятых свай.

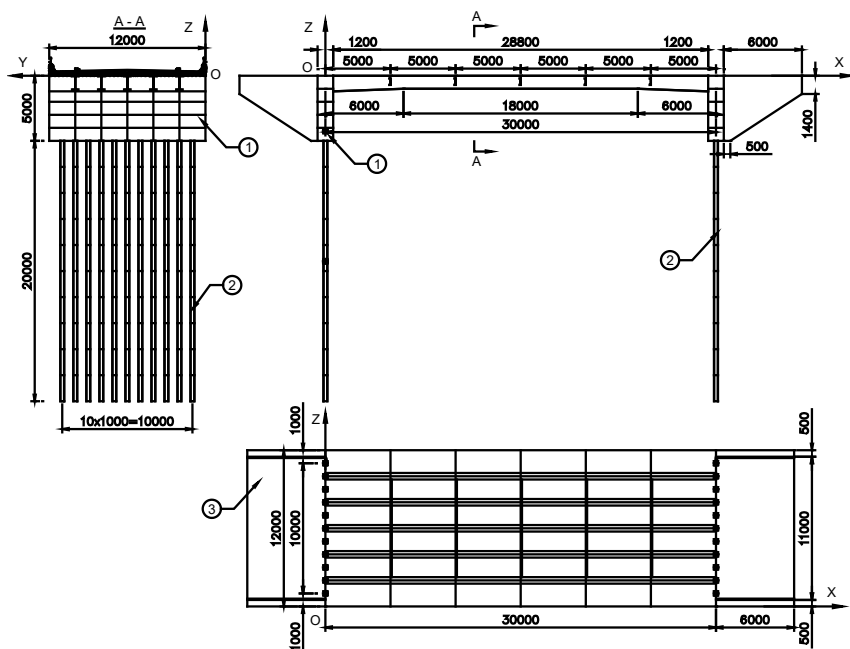


Рис. 9.1. Основные размеры путепровода с интегральными устоями:
1 – устои; 2 – сваи; 3 – переходная плита

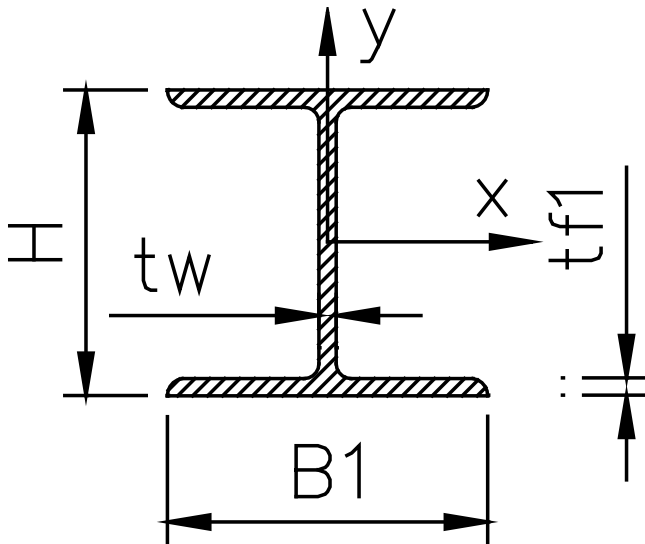


Рис. 9.2. Поперечное сечение стальных свай

Таблица 9.1

Сорта- мент	H (м)	B ₁ (м)	t _w (м)	t _{fl} (м)	S (м ²)	I _{yy} (м ⁴)
HP200x53	2.04E-01	2.07E-01	1.13E-02	1.13E-02	6.82E-03	1.68E-05

* S – площадь поперечного сечения свай;

** I – момент инерции сечения свай.

Автором совместно с инж. Фам Туан Тханем была разработана трехмерная конечно-элементная модель с использованием компьютерной программы MIDAS Civil [35–37]. При этом железобетонная плита моделировалась с помощью оболочечных элементов, стальные балки и сваи моделировались стержневыми элементами, устои – совокупностью пластинчатых элементов. Для анализа взаимодействия устоев с насыпями используются две расчетные модели:

– взаимодействие свай и насыпи в модели №1 заменялось пружинными моделями, а взаимодействие устоев и насыпи принималось по теории сыпучих тел. Такая модель была ранее разработана J.L. Jorgensen в 1983 г. [32] и применялась для исследования работы малых интегральных мостов (рис. 9.3, а);

– в модели № 2 (рис. 9.3, б) учитывается наиболее полное взаимодействие конструкции устоя с грунтовым основанием. Взаимодействие тела устоя и свай учитывается с помощью пружин [30; 32; 35; 47].

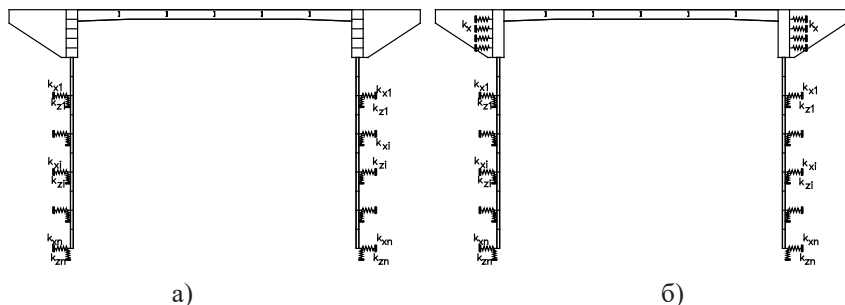


Рис. 9.3. Расчетные модели путепровода: №1 (а) и №2 (б)

Наиболее сложное напряженно-деформированное состояние интегральные устои испытывают на стадии эксплуатации сооружения. В этой связи были учтены последовательно действие постоянных нагрузок (собственный вес путепровода и давление грунта), положительного градиента температур $26,3^{\circ}\text{C}$, а также вертикальной подвижной нагрузки HL-93K.

9.2. Результаты расчетных исследований, их анализ и оценка

От указанных случаев загрузки для рассмотренных расчетных моделей №№ 1 и 2 были получены перемещения свай и устоев, а также расчетные изгибающие моменты в сваях. На рис. 9.4, а, б показаны эпюры перемещений D_x и моментов M_y от действия только постоянных нагрузок (загружение СН1), а на рис. 9.5, а,б – дополнительно с учетом действия температурного градиента (загружение СН2) и на рис 9,5, в, г – суммарные с учетом действия временной подвижной нагрузки (загружение СН3

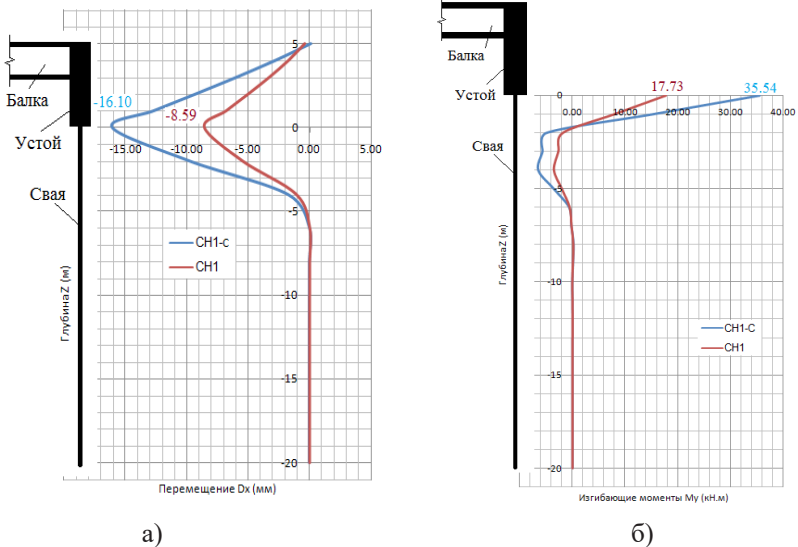
На рис. 9.4 и 9.5 красные линии имеют отношения к расчетной модели № 1, а голубые линии – к расчетной модели № 2.

Из анализа рис. 9.4 вытекает, что от действия постоянных нагрузок сваи в модели № 2 получают перемещения 16,11 мм, что в 2 раза больше, чем в модели №1 (8,59 мм). Одновременно верх устоя перемещается меньше в модели № 2 (0, 14 мм), чем в модели № 1 (- 0,41 мм). Знак минус означает перемещения в сторону насыпи (рис.9.4,а). Ординаты эпюры моментов для модели №2 больше соответствующих ординат модели № 1 более, чем в 2 раза (17,73 и 35,54 кНм, рис. 9.4,б).

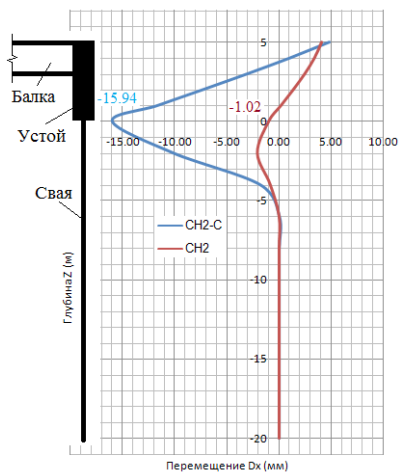
Добавляя положительный градиент температуры наружного воздуха деформации свай уменьшается (до 1,02 мм для модели № 1 и до 15,94 мм для модели № 2). Одновременно верх устоя получает дополнительные перемещения, которые составили соответственно 4,11 и 4,78 мм (рис. 9.5,а). Изгибающие моменты в сваях модели №1 при этом уменьшились более, чем в 8 раз (1.97 кНм), а сваях второй модели возросли на 8,5% (38,86 кНм, рис. 9.5, б).

Воздействие вертикальной временной нагрузки привело к следующим результатам (рис. 9.5, в, г):

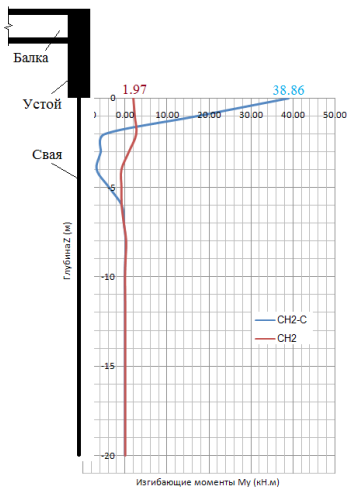
- у модели № 2 перемещения верха свай еще больше уменьшились и составили 11,78 мм, а верха устоя, наоборот, возросли до 5,23 мм;
- у модели №1 сваи деформируются в сторону пролета (15,94 мм, рис.9.5.в), а у модели № 2 – в сторону насыпи (11,78 мм, рис. 9.5, в);
- изгибающие моменты значительно возросли на расстоянии около 2,5 м от места заделки в устой (15,11 кНм) у модели № 1.



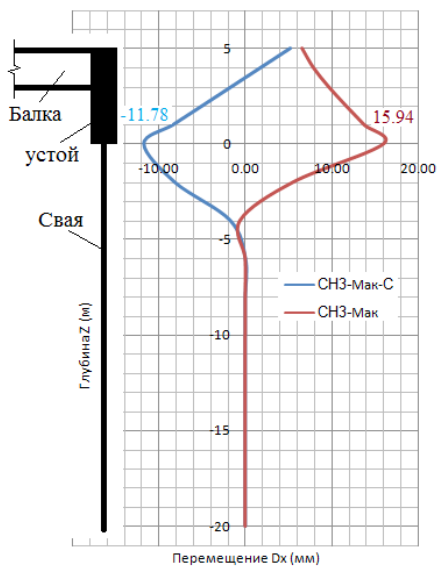
а) б)
Рис. 9.4. Перемещения D_x устоя и свай (а)
и изгибающие моменты M_y (б) в сваях от действия
постоянных нагрузок для расчетных моделей №1 и №2



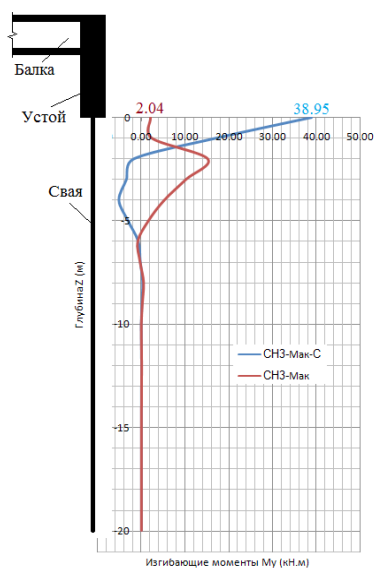
а)



б)



в)



г)

Рис. 9.5. Эпюры перемещений и изгибающих моментов в элементах устоя

На основании полученных результатов расчетных исследований сделаны следующие выводы:

1. Использование более точной расчетной модели путепровода с интегральными устоями существенно меняет картину деформированного состояния как свай, так и перемещений устоя. Применение упрощенной модели № 1 при учете температурного воздействия может привести к ошибкам при определении изгибающих моментов в сваях до 20 раз и не учету, таким образом, образования пластических деформаций в сваях.

2. Перемещения верха устоя, связанные с перемещениями деформационных швов по концам переходных плит при двух рассмотренных расчетных моделях не превышают 7 мм для неблагоприятных случаях загрузки путепровода. При этом температурный фактор в наибольшей степени определяет величину полученных перемещений.

3. Использование уточненной расчетной модели путепровода с интегральными устоями позволяет корректнее оценить величины возникающих изгибающих моментов в сваях. Упрощение расчетной модели в местах взаимодействия интегрального устоя с грунтом насыпи может показать неверную форму деформирования свай.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Полученные в результате проведенных исследований данные работы сложных опор многоуровневых транспортных развязок и пересечений являются новыми, имеющими научную и практическую ценность.

Одностоечные рамные опоры с несколькими консольными ригелями, а также интегральные устои в отечественной практике мостостроения до настоящего времени не применялись, и поэтому настоящая монография послужит основанием для совершенствования конструкций многоуровневых развязок, пересечения, а также отдельных эстакад и путепроводов, располагаемых в стесненных городских условиях и на пересечениях крупных автомагистралей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Балахонов А.В. Моделирование работы несущих конструкций / А.В. Балахонов, И.В. Юриков. – М.: Балашиха, 2003. – 92 с.
2. Бороских А.В. Расчеты железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельному равновесию / А.В. Бороских. – М.: Изд-во АВС, 2004. – 318 с.
3. Гишшман М.Е. Некоторые вопросы проектирования городских эстакад / М.Е. Гишшман. – М.: Союздорнии, 1976. – С. 86–93.
4. Гишшман М.Е. Основные принципы построения автоматизированной системы проектирования автодорожных мостов / М.Е. Гишшман. – М.: АСПАМ, 1975.
5. Гишшман М.Е. Проектирование транспортных сооружений / М.Е. Гишшман, В.И. Попов. – М.: Транспорт, 1988. – 447 с.
6. Городецкий А.С., Заворицкий В.И., Лантух-Лященко А.И. и др. Автоматизация расчетов транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1989. – 232 с.
7. Дубровин Е.Н. Пересечение в разных уровнях на городских магистралях / Е.Н. Дубровин [и др.]. – М.: Высшая школа, 1977. – 429 с.
8. Ле Хоанг Ха. Исследования работы криволинейных плитных эстакад со столбчатыми опорами в условиях Вьетнама: дис. канд. техн. наук. 05.23.11 / Ле Хоанг Ха. – М., МАДИ, 2007. – 183 с.
9. Методические рекомендации по проектированию и строительству сопряжений автодорожных мостов и путепроводов с насыпью. – М.: Союздорнии, 1975. – 19 с.
10. Попов В.И. Городские транспортные сооружения / В.И. Попов. – М.: МАДИ (ГТУ), 2007. – 357 с.
11. Попов В.И. Численные методы расчета мостовых конструкций на ЭВМ / В.И. Попов. – М.: МАДИ, 1981. – 78 с.
12. Попов В.И. Городские мосты и транспортные развязки: учеб. пособие / В.И. Попов. – М., 2009. – Ч. 1. – 145 с.; Ч. 2. – 149 с.
13. Попов В.И. Исследование работы надопорных зон плитного пролетного строения эстакады со столбчатыми опорами / В.И. Попов, Ле Хоанг Ха // Дороги и мосты, РосдорНИИ. – 2006. – Вып. 16/2. – С. 167–177.
14. Попов В.И. Способы сопряжения конструкций путепроводов с насыпями подходов / В.И. Попов, А.А. Прохоров // Научные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации мостов и тоннелей: сборник научных трудов. – М.: МАДИ, 2014. – С. 34–44.

15. Попов В.И. Совершенствование конструкции сопряжения путепроводов с насыпью путем применения интегральных устоев / В.И. Попов // Дороги и мосты, РосдорНИИ. – 2014. – Вып. 31. – С. 166–176.
16. Попов В.И. Особенности работы одностоечных опор с консольными ригелями многоуровневых транспортных развязок / В.И. Попов, Нгуен Куанг Хуи // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2014. – №2. – С. 19–20.
17. Попов В.И. Армирование одностоечных рамных опор с консольными ригелями / В.И. Попов, Нгуен Куанг Хуи // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2014. – №3. – С. 26–28.
18. Попов В.И. Взаимодействие рамных одностоечных опор и пролетных строений эстакад многоуровневого пересечения / В.И. Попов, Нгуен Куанг Хуи // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2015. – №2. – С. 34–35.
19. Попов В.И. Опоры транспортных развязок и пути их совершенствования во Вьетнаме / В.И. Попов, Нгуен Куанг Хуи // Исследования современных конструкций и технологий для мостов и тоннелей на автомобильных дорогах. – М.: МАДИ, 2013. – С. 51–58.
20. Попов В.И. Просадки насыпи в сопряжении с мостами во Вьетнаме / В.И. Попов, Фам Туан Тхань // Наука и техника в дорожной отрасли. – 2015. – №2. – С. 31–32.
21. Попов В.И. Разветвляющиеся транспортные эстакады: монография) / В.И. Попов // Lambert Academic Publishing, 2014. – 202 с.
22. Саламахин П.М. Инженерные сооружения в транспортных сооружениях (учебник для бакалавриата): в 2-х частях / П.М. Саламахин, Л.В. Маковский, В.И. Попов. – М.: Академия, 2014. – 450 с.
23. СП.35.13330. 2011. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03–84* «Мосты и трубы» – М.: Минрегион России. 2012. – 312 с.
24. Улицкий Б.Е. Расчет местных напряжений в конструкциях мостов / Б.Е. Улицкий, О.И. Валуева, Д.Н. Поляков. – М.: Транспорт, 1974. – 150 с.
25. Фам Ван Тхоан. Особенности работы узлов разветвлений и ответвлений криволинейных плитных железобетонных эстакад в условиях Вьетнама: дис. канд. техн. наук. 05.23.11 / Фам Ван Тхоан. – М., МАДИ, 2014. – 241 с.
26. AASHTO 1996 Bridge design specifications. – American, 1996. – 545 p.
- 27 Arthur P. Yannotti, Sreenivas Alampalli, Harry I. White. New York State Department of Transportation's Experience with Integral Abutment

Bridges // Integral Abutment and Jointless Bridges: Proceedings of the FHWA Conference. – Maryland. – Baltimore. – 2005. – March. – PP. 41–49.

28. Barker R. M., Puckett J. A. Design of highway bridges. – American: John Wiley & Son, 1997. – 1169 p.

29. Conard P. Heins, R. A. Lawrie. Design of modern concrete highway bridges. – England: Krieger Pub Co, 1992. – 635 p.

30. Huang Jimin et al. Behavior of Concrete Integral Abutment Bridges». – University of Minnesota, November, 2004. – 67 p.

31. Jin, Xiaoqin; Shao, Xudong; Peng, Wanghu; Yan, Banfu. A New Category of Semi-integral Abutment in China // Structural Engineering International. – 2005. – Vol.15. – №3. – August. – PP. 186–188.

32. Jorgensen, J.L. Behavior of Abutment Piles in an Integral Abutment in Response to Bridge Movements, Bridges and Culverts // Transportation Research Board, National Academy of Sciences. – 1983. – №903. – PP. 72–79.

33. Keisa T. Baptiste, WooSeok, Jeffrey A.Laman. Parametric Study and Length Limitations for Prestressed Concrete Girder Integral Abutment Bridges. Keisa T.Baptiste // Structural Engineering International. – 2011. – Vol. 21. – №2. – P. 151–156.

34. Lin T. Y., Ned H. Burns. Design of prestressed concrete structures. – 3rd Edition. – New York: John Wiley and Sons, 1981. – 656 p.

35. Midas. Analysis for civil structures. – American: Midas IT Co. Ltd, 2003. – 316 p.

36. Midas. Getting started. – American: Midas IT Co. Ltd, 2003. – 237 p.

37. Midas. Analysis for civil structures. – American: Midas IT Co. Ltd, 2003. – 316 p.

38. Milenko Przulj. Up to Date Concept of Overpasses on Motorway. Proceedings of the 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges. – Canada. – Quebec. – Montreal. – 2006. – August. – PP. 124–137.

39. M. Naji, A. R. Khalim, «Integral Abutment Bridges – Development of Soil Model for Soil Structure Interaction in Time History Analysis» // International Journal of Engineering Research and Development. – 2014. – Vol. 10. – Issue 3 (March 2014). – PP. 31–40.

40. Rodolfo F.Maruri, Samer H.Petro. Integral Abutments and Jointless Bridges (IABJ) 2004 Survey Summary // Integral Abutment and Jointless Bridges: Proceedings of the FHWA Conference. – Maryland. – Baltimore. – 2005. – March. – PP. 12–29.

41. Sami Arsoy, Richard M.Barcer, J.Michael Duncan. The Behavior of Integral Abutment Bridges / Final Contract Report. – Virginia. – Charlottesville. – 1999. – November. – P. 1–33.

42. Sayasin Zsin. A New Category of Semi-integral Abutment in China // Structural Engineering International. – 2005. – Vol. 15. – №3. – P. 210–216.
43. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272–05 // Нормы проектирования мостов 22TCN272–05. Việt Nam. – 2006. – 400 tr.
44. Vecchio, F. J. and M. P. Collin. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected shear // ACI journal. – 1986. – Vol. 83. – №2. – P. 219–231.
45. Thanoon W.A., Abdulrazeg A.A., Noorzaei J., Jaafar M.S., Kohnehpooshi O. Soil Structure Interaction for Integral Abutment Bridge Using Spring Analogy Approach // IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering. – 2011. – №17.
46. Zolan Prucz. Integral Abutment Bridge Design / Presentation of Modjeski and Masters, Inc., 2007. – PP.1–15.
47. Zordan T., Brisegholla B., Jan Cheng. Analytical Formulation Limit Length of Integral Bridges / T. Zordan, B. Brisegholla // Structural Engineering International. – 2011. – Vol. 21. – №3. – P. 304–310.

Научное издание

**ОПОРЫ ЭСТАКАД, ТРАНСПОРТНЫХ
ПЕРЕСЕЧЕНИЙ И РАЗВЯЗОК**

Авторская монография
Чебоксары, 2016 г.

Редактор *Т.В. Яковлева*
Компьютерная верстка и правка *А.В. Тимофеева*
Дизайн обложки *Н.В. Фирсова*

Подписано в печать 21.06.2016 г. Формат 60х84/16
Бумага офсетная. Печать офсетная. Гарнитура Times.
Усл. печ. л. 6.975. Заказ К-116. Тираж 500 экз.

Центр научного сотрудничества «Интерактив плюс»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75
8 800 775 09 02
info@interactive-plus.ru
www.interactive-plus.ru

Отпечатано в Студии печати «Максимум»
428005, Чебоксары, Гражданская, 75
+7 (8352) 655-047
info@maksimum21.ru
www.maksimum21.ru