

1. ВВЕДЕНИЕ

Подземными принято называть такие сооружения, главные части которых по эксплуатационным соображениям расположены под землей. Пешеходные переходы-тоннели – относятся к группе подземных транспортных сооружений мелкого заложения. Их размещают под автомагистралями или железными дорогами, под скверами или парками, а также под различными естественными или искусственными препятствиями. Строительство пешеходных переходов чаще всего ведут открытым способом, иногда в сочетании со специальными работами по искусственному замораживанию, химическому закреплению грунтов, водопонижению и т.д.

1.1. Инженерно-геологические изыскания.

Инженерная геология в подземном строительстве играет особо важную роль, что обусловлено спецификой подземных сооружений, со всех сторон окруженных грунтом. Грунтовая среда является основанием подземного сооружения и создает основные нагрузки на его несущие конструкции.

При возведении подземных сооружений необходимо учитывать целый комплекс инженерно-геологических факторов, совокупность которых и определяет конкретную геологическую ситуацию. Среди многочисленных факторов следует отметить: свойства грунтов и условия их залегания; режим и физико-химические свойства подземных вод; характер проявления физико-геологических и инженерно-геологических процессов; режим и свойства подземных газов.

Обычно подземные сооружения стремятся расположить в одном слое устойчивых и не водоносных грунтов, ибо расположение их на контакте двух различных по своим свойствам грунтов сопряжено с проявлением неравномерных нагрузок на конструкцию в связи со скольжением одного слоя по другому (особенно при наличии глинистых включений между слоями), притоком подземных вод и тп. При проектировании пешеходных переходов также необходимо знать климатические условия данного городского района, оказывающие непосредственное влияние на выбор системы и параметров освещения, систем водоотвода.

Инженерно-геологические изыскания.

Состав геодезических изысканий, выполняемых до начала строительства подземного сооружения входят: топографическая съемка, создание плановой и высотной геодезических основ, Проектирование трассы и вынос осей сооружения в натуру.

Геодезическо-маркшейдерские работы. В процессе строительства подземного сооружения осуществляется его ориентирование относительно наземной основы, создание подземной геодезической основы и разбивка всех конструктивных элементов в плане и профиле, а также периодический контроль за положением опорных пунктов основы и разбивочных осей сооружения. Кроме того, выполняются – систематическая регистрация процесса производства работ, подсчет объемов земляных работ и материалов, используемых в строительстве, а также контроль за положением элементов подземного сооружения в соответствии с проектом.

2. ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА.

2.1. Подготовительные и вспомогательные работы. Оборудование стройплощадки.

Подготовительные и вспомогательные работы включают освоение строительной площадки, завоз необходимых материалов и оборудования, переустройство инженерных сетей и подземных коммуникаций, разбивку осей подземных выработок, усиление фундаментов расположенных поблизости здания и тп.

Строительная площадка при условии ведения работ открытым способом располагается вдоль всей трассы подземного сооружения. В пределах стройплощадки размещают сваебойное и землеройное оборудование, козловые, гусеничные или колесные стреловые краны, грунтоуплотняющие катки, битумоварочные котлы и т.п.

Вспомогательные работы.

Производят разломку дорожного покрытия, используя специализированные агрегаты (автомобильные бетоноломы, кирковщики), а также навесное оборудование на кранах или экскаваторах. После этого выполняют разбивку контуров котлована в плане. На расстоянии 1-1.5 метров от бровки будущего котлована вне зоны действия кранов, экскаваторов и других механизмов устанавливают деревянную или металлическую обноску. Контур котлована выносят от оси подземного сооружения и фиксируют на доках или трубах обноски с последующим перенесением на место проволочными чалками и отвесами. Для защиты будущего котлована от атмосферных осадков устраивают водоотводные каналы и лотки, прокладывают дренажные трубы. Подземные коммуникации, залегающие на небольшой глубине от поверхности земли и пересекающие подземные сооружения, вначале вскрывают и заключают в защитный кожух, а затем по мере разработки котлована подвешивают на временных опорах, используя для этой цели ограждение стен котлована, транспортные мосты и т.д. После возведения подземной конструкции подвешенные коммуникации укладывают на перекрытие сооружения.

3. СТРОИТЕЛЬСТВО ОТКРЫТЫМ СПОСОБОМ.

Котлованный способ работ.

Системы крепления котлованов.

Котлованный способ работ предусматривает возведение подземных конструкций в предварительно вскрытых котлованах с обратной засыпкой их грунтом и восстановлением дорожного покрытия над подземным сооружением. Устраивают котлован с крутыми откосами, закрепленными грунтовыми анкерами. Между ограждением стен котлована и конструкцией оставляют зазор около 0,8-1,0 м с каждой стороны для размещения слоев гидроизоляции и защитной стенки, а также для компенсации возможных отклонений при забивке свай или шпунта.

Сваи из двутавровых балок I 40-60 забивают вдоль бровок будущего котлована с шагом 0.5-1.5 м., заглубляя их ниже подошвы подземного сооружения на 3-5 м. По мере разработки грунта стены котлована между сваями закрепляют деревянной доской затяжкой. Доски толщиной 5-7 заводят за полки свай, расклинивая их в грунт. При глубине котлована менее 3-4 м. сваи работают консольно, воспринимая боковое давление грунта за счет заделки.

Элементы временной крепи котлованов – сваи, пояса, доски-затяжки должны быть, рассчитаны по прочности, устойчивости и по деформациям под воздействием бокового давления грунта и временных нагрузок на призме обрушения, а также на действие монтажных нагрузок, возникающих на различных этапах строительства подземного сооружения.

При расчете свай необходимо определить оптимальную глубину их забивки в грунт ниже дна котлована, условия защемления в грунтовом массиве, установить характер распределения и интенсивность давления грунта. Кроме того, при расчете свай требуется найти рациональное соотношение между номером профиля свай и их шагом вдоль оси котлована.

3.1. Возведение и гидроизоляция конструкции.

По выровненному и уплотненному основанию укладывают щебеночную или бетонную подготовку толщиной 10-15 см. Работы ведут на участке 15 м. Бутонную смесь доставляют с бетонного завода и подают в котлован бетононасосами, разравнивают и уплотняют площадочными вибраторами. Поверхность бетонной подготовки выравнивают цементной стяжкой толщиной 2-3 см.

При наличии зазора около 0,8-1,2 м изоляцию стен выполняют непосредственно по их наружной поверхности.

Работы по гидроизоляции подземного сооружения выполняют на участке 10-15 м. Многослойная оклеечная изоляция из 3-4 слоев гидроизола на битумной мастике наносится в следующем порядке. Рулоны гидроизола раскатывают по изолируемой поверхности и приклеивают расплавленной битумной мастикой, доставленной в специальных автогудронаторах Д-640, оборудованных системами обогрева и обратной циркуляции. Отдельные листы стыкуют один с другим внахлестку, обеспечивая перекрытие листов не менее 15-20 см. Для сокращения ручного труда применяют механизированное нанесение битумной мастики специальными установками.

Сборные конструкции монтируют колесными или гусеничными стреловыми кранами, устанавливая их на бровках котлована, непосредственно в котловане или на перекрытии готовой части подземного сооружения. Сборные конструкции монтируют на участке длиной 15 м. Отдельные конструктивные элементы доставляют панелевозами или трейлерами и устанавливают в проектное положение непосредственно <с колес>. Подземные конструкции однопролетного пешеходного тоннеля монтируют снизу вверх: вначале устанавливают лотковые блоки, затем стеновые панели, а затем блоки верхнего перекрытия.

Цельносекционные обделки монтируют с помощью технологии надвигки блоков. Для этого после вскрытия и закрепления котлована в монтажную камеру, которую устанавливают в головной части котлована, поочередно опускают краном секции обделки и, объединяя их, надвигают тяговыми устройствами по заранее подготовленному основанию. Надвигку секции можно производить гидравлическими домкратами, упирающимися в торцовую стену монтажной камеры. После надвигки секций в проектное положение производят гидроизоляцию стыков и сопряжение секций с основанием. Для чего в зазор между днищем секции и

железобетонной плитой нагнетают песчаную смесь или цементно-песчаный раствор.

На период монтажа все элементы должны быть надежно закреплены. Собрannую конструкцию подземного сооружения изолируют по стенам и перекрытию, защищая изоляцию от возможных повреждений железобетонными блоками. По перекрытию укладывают слой бетона толщиной 15-20 см, армируя его стальными сетками.

Готовую конструкцию засыпают грунтом. За стены отсыпают песчаный грунт слоями по 20-30 см с поливкой водой и уплотнением ручными электрическими трамбовками. Засыпка за стены подземного сооружения должна производиться одновременно с двух сторон во избежание одностороннего бокового давления грунта. На перекрытие грунт отсыпают слоями по 50-60 см, уплотняя его послойно вибротрамбовочными машинами.

После засыпки грунта за стены подземного сооружения демонтируют пояса обвязки и извлекают сваи с помощью копровых установок.

В последнюю очередь выполняют отделочные и монтажные работы в подземном сооружении, восстанавливают разрушенное дорожное покрытие и ликвидируют строительную площадку.

Гидроизоляция. Подземные транспортные сооружения должны быть надежно защищены от проникания в них грунтовых вод. Для этого все несущие и ограждающие подземные конструкции должны быть выполнены из достаточно водонепроницаемых материалов или иметь специальную гидроизоляционную защиту, от надежности которой во многом зависит долговечность сооружения.

К качеству гидроизоляции предъявляют повышенные требования, ибо ремонт и замена поврежденного или неудовлетворительно выполненного водозащитного покрытия в процессе эксплуатации подземного сооружения во многих случаях представляет существенные трудности и требует больших материальных затрат.

Конструкции пешеходных тоннелей мелкого заложения обычно защищают от воды наружной гидроизоляцией. При расположении горизонта грунтовых вод ниже подошвы подземного сооружения гидроизоляцию лотковой части не делают, а изоляционное покрытие наносят только по стенам и перекрытию конструкции. Наружную гидроизоляцию устраивают из 2-3 слоев гидроизола на водостойкой битумной мастике. Гидроизоляцию стен защищают от возможных повреждений, которые могут произойти в процессе обратной засыпки конструкции, извлечения свай или шпунта и т.п. С этой целью на гидроизоляцию наносят слой торкрета. Гидроизоляцию, наклеенную на перекрытие подземного сооружения защищают слоем бетона класса В 7,5 - В 15 толщиной

10-15см, армированного проволочной сеткой из арматурной проволоки класса Вр-5 с ячейками 15X15 см.

Цельносекционные обделки пешеходных тоннелей изолируют в заводских условиях нанесением одного или нескольких слоев оклеечной изоляции. Для защиты гидроизоляционного покрытия используют слой армоцемента. Для герметизации швов между блоками применяют уплотняющие прокладки из резины. Эти прокладки служат также для предотвращения образования трещин и выколов по торцам во время транспортирования и монтажа секций.

4. ЭКСПЛУАТАЦИОННЫЕ УСТРОЙСТВА И ОБОРУДОВАНИЕ.

4.1. ВЕНТИЛЯЦИЯ.

Пешеходные тоннели длиной до 50 м проветриваются естественным путем через входы и выходы.

4.2. ОСВЕЩЕНИЕ.

В пешеходных тоннелях устраивают круглосуточное искусственное освещение. Существуют два режима освещения: дневной и вечерний (ночной), обеспечивающие разный уровень освещения в тоннеле.

Освещение в пешеходных тоннелях создают газоразрядными лампами низкого давления типа ДРЛ или ЛБ, помещенными в корпуса светильников прямого или рассеянного света круглой, квадратной или прямоугольной формы с матированными или молочными рассеивателями.

Светильники подвешивают непосредственно к потолку или к стенам тоннеля, а также в углубления ребристых блоков в два ряда. Шаг светильников составляет 3–5 м. Светильники устанавливают и в наземных павильонах над сходами в тоннель, включая их в вечернее время.

По торцам парапетов открытых лестничных сходов закрепляют световые указатели перехода. В служебных помещениях пешеходных тоннелей устанавливают лампы накаливания (светильники РН-200, ПЧ-100 и др)

Регулирование освещения в пешеходных тоннелях производится автоматически в соответствии с изменением уровня освещенности на улицах. Предусматривается аварийное освещение пешеходных тоннелей от установленных в подсобных помещениях аккумуляторов.

4.3. ВОДООТВОД.

Для отвода воды, попадающей в пешеходные тоннели через открытые лестничные сходы, устраивают приямки глубиной до 1,5 м на всю ширину пешеходного тоннеля и длиной не менее 2,5 м, перекрываемые решетками. При наличии обогрева лестничных сходов и разделительных площадок устраивают приямки шириной 0,5 м.

Для перехвата подземных вод под днищем пешеходного тоннеля устраивают лоток, в который укладывают асбоцементные, железобетонные или чугунные водопроводные трубы диаметром 100–300 мм. В эти трубы поступают также талые и поливочные воды, стекающие с пола пешеходного тоннеля. В соответствии с уклоном пола вода попадает вначале в лотки, устроенные вдоль стен тоннеля, а затем через приямки, расположенные через 30–40 м вдоль тоннеля, сбрасывается в дренажный трубопровод.

4.4. ВОДОПРОВОД И КАНАЛИЗАЦИЯ.

В пешеходных тоннелях должна быть устроена сеть внутреннего водопровода с водоразборными кранами для мытья проезжей части, пола и стен, а также канализация.

5. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ ПЕШЕХОДНОГО ТОННЕЛЯ.

5.1. Область применения.

При решении транспортной проблемы в крупных городах принимают меры по упорядочению пешеходного движения, по созданию специальных пешеходных путей, изолированных от транспорта, удобных и доступных населению. Несмотря на специальные меры по обеспечению условий безопасности в случае устройства наземного перехода (светофорное регулирование, разметка, ограждения на

тротуарах, островки безопасности, четкие указатели и тп.), такой переход не может гарантировать в полной мере безопасность пешеходов. Кроме того, при наземных переходах приходится ограничивать скорость движения транспорта по магистрали. В связи с этим в городах широко применяют внеуличные пешеходные переходы мостового или тоннельного типа. Причем, основное преимущество пешеходных тоннелей состоит в том, что разность отметок между уровнем земли и полом подземного перехода составляет в среднем 3,5-4,0 м., в то время, как у пешеходных мостов эта разница достигает 4,5-5 м, а при пересечении железнодорожных путей увеличивается до 6,5-7 м. Кроме того, пешеходные тоннели защищают пешеходов от воздействия вредных газов, а также от неблагоприятных погодных факторов.

Пешеходные тоннели в городах сооружают: по трассе скоростных дорог и магистралей непрерывного движения; на улицах и дорогах с регулируемым движением транспорта при интенсивности движения через проезжую часть более 3000 чел в 1 час и при ее ширине более 14м;

на улицах и дорогах с нерегулируемым движением транспорта при интенсивности автомобильного движения через проезжую часть более 600 автомобилей в 1 ч и одновременной интенсивности движения через проезжую часть более 1500 чел. в 1 ч;

в составе крупных транспортных развязок и т.п.

Трасса пешеходных тоннелей располагается прямой в плане. Это обеспечивает кратчайшие пути пешеходам, улучшает условия видимости и проветривания, упрощает конструкции и облегчает процесс сооружения тоннеля. Тоннель имеет односкатный продольный профиль с продольным уклоном 4-40‰ и поперечным 4-10 ‰

5.2. Входы и выходы из тоннеля.

Для связи пешеходных тоннелей с дневной поверхностью необходимо устройство специальных сходов.

При интенсивности пешеходного движения менее 7000 чел.-ч и глубине заложения пола тоннеля менее 3-3,2 м устраивают лестничные входы и выходы. Если выход располагается на тротуаре у проезжей части улиц, то между парапетом схода и внешней гранью борта должна быть оставлена полоса безопасности шириной 0,5 - 0,75м.

На застроенной территории чаще всего устраивают двойные лестничные сходы поперек оси тоннеля. Лестничные марши должны иметь уклон не более 1:3 с размерами ступеней 12X40 см. В одном лестничном марше не должно быть более 14 ступеней. Длина разделительной площадки между маршами должна быть не менее 1,5 м. Ступени и площадки устраивают с уклоном 15‰ для отвода с них воды. Верхние площадки лестничных сходов во избежание их затопления должны превышать уровень тротуаров не менее чем на 6 и не более чем на 15 см.

При отсутствии подлестничных помещений конструкции лестничных маршей в виде железобетонных плит без косоуров укладывают на грунт по бетонной подготовке.

Ширину назначают, исходя из перспективной интенсивности пешеходных потоков и пропускной способности 1 м тоннеля. При

этом в расчет следует принимать, максимально ожидаемую интенсивность пешеходного потока в часы пик. Конструктивно, ширина пешеходного тоннеля не должна быть менее 3, а высота – 2,3 м. Ширина лестничных сходов должна быть не менее 2,25 м. Если в подземном переходе предусматривается установка рекламных щитов или витрин, то ширина его увеличивается на 1 м с каждой стороны.

6. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ ПЕШЕХОДНОГО ТОННЕЛЯ.

Постоянные несущие конструкции подземных сооружений предназначены для восприятия всех действующих нагрузок, а также для защиты сооружения от подземных вод. Материалы, из которых возводят подземные конструкции, должны обладать, повышенной прочностью, водонепроницаемостью, не выветриваемостью, морозостойкостью, огнестойкостью и стойкостью к химической и электрохимической агрессии. В связи со сложностью реконструкции подземных сооружений срок их службы должен быть больше, чем наземных, а следовательно материалы для изготовления таких конструкций должны быть более долговечными.

Одним материалов, отвечающим вышеперечисленным требованиям, является железобетон. При возведении железобетонных ненапрягаемых конструкций класс бетона по прочности принимают не менее В-15 для монолитных и не менее В-20 для сборных элементов, а толщину их не менее 15 см. Марку бетона по морозостойкости при расположении подземного сооружения в районах со среднемесячной температурой самого холодного месяца от 0 до -20С принимают не менее Мрз150

Арматурная сталь для изготовления железобетонных конструкций должна соответствовать требованиям ГОСТ 5781-75

7. НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ ОДНОПРОЛЕТНЫХ ПЕШЕХОДНЫХ ТОННЕЛЕЙ.

Подземные пешеходные переходы состоят из закрытой (тоннельной) части и открытых лестничных сходов и выходов. Типовые сборные железобетонные конструкции (рис 1.) Однопролетные конструкции шириной 6м. и высотой 2.3 м. Собирают из 3-х типов блоков: лоткового, двух стеновых, блока перекрытия. Стеновые блоки пешеходных тоннелей снабжены в нижней части консольной пятой, опирающейся на грунт, а в верхней части – выступом для установки плит перекрытия.

Стеновые блоки МП 2 из бетона класса В-25 имеют высоту 2.81 м, ширину 1.31 м, толщину 0,20 м, массу 2.35т. Плита днища МПЗ бетона класса В-25 длиной 3.86 м и шириной 1.31 м имеет толщину 0,25м и массу 3.1 т. Блоки перекрытия МП1 из бетона класса В-30 из П-образного поперечного сечения длиной 6.1 м и шириной 1.31м имеют высоту 0.45м и массу 5.43т. стеновые блоки с помощью специальных выпусков (в сапожках) жестко объединяются с плитами днища МПЗ. Стык армируют и бетонируют на месте бетоном марки В-25. Стержни арматуры стыка привязывают к выпускам. Плиту днища МПЗ укладывают на бетонную подготовку. Пол в тоннеле устраивают из асфальтобетона толщиной 3см, укладываемого на подготовку из шлакобетона толщиной 12-15см, и обеспечивают двусторонний уклон 10‰

Объединение всех сборных элементов в единую рамную конструкцию производят сваркой арматурных выпусков или закладных деталей,

обетонированием стыков, заливкой и зачеканкой швов цементным раствором.

Трубы теплосети и водопровода располагают в толще бетонного пола, а водосток – ниже уровня бетонной подготовки. Сверху плиты перекрытия по бетонной подуклонке толщиной 2–7 см. перекрывают трехслойной оклеечной гидроизоляцией. По верху изоляции устраивают защитный цементный слой, толщиной 4–5 см., армированный металлической сеткой. Двухслойную изоляцию стен тоннеля и лестничных сходов защищают от возможных повреждений асбоцементными плитами – толщиной 10–12 мм, которые приклеивают к изоляции битумной мастикой.

Крупноблочные цельносекционные обделки. (рис. 2)

Они состоят из отдельных пространственных элементов замкнутой конструкции. Их выполняют из обычного железобетона прямоугольного очертания пролетом 6 м, высотой 2.3 м, длиной 1.5 м и массой 17 т. Перекрытие ребристое. На одном из торцов каждой секции предусмотрена канавка сечением 20х50 мм.

Цельносекционные конструкции имеют заводскую гидроизоляцию и поэтому на месте работ производят только герметизацию стыков между секциями. Длина секции вдоль оси тоннеля ограничивается массой элемента, которая в свою очередь определяется грузоподъемностью имеющегося в наличии транспортного и монтажного оборудования.

Отдельные секции тоннельной обделки стыкуют между собой при помощи сварки арматурных выпусков. Для выпусков арматуры в углах секции делают углубления по всей высоте, которую после сварки заполняют бетоном.

8. СБОР НАГРУЗОК.

Конструкции подземных тоннелей подвержены действию различных нагрузок. Их характер зависит от ряда факторов: глубины заложения тоннеля, свойств грунта, движения наземного транспорта и т.д.

Различают постоянные, временные и особые нагрузки, действующие на сооружение.

К постоянным нагрузкам следует относить: вес частей сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций, вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление. Сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения следует учитывать в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

К длительным нагрузкам относят:

а) вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;

б) вес стационарного оборудования: станков, аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, опорными частями и изоляцией, ленточных конвейеров, постоянных подъемных машин с их канатами и направляющими, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;

в) давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, избыточное давление и разрежение воздуха, возникающее при вентиляции шахт;

г) нагрузки на перекрытия от складироваемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях;

д) температурные технологические воздействия от стационарного оборудования;

з) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий

м) воздействия, обусловленные деформациями основания, не сопровождающимися коренным изменением структуры грунта, а также оттаиванием вечномёрзлых грунтов:

н) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов и т.д.

К кратковременным нагрузкам следует относить:

а) нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;

б) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;

в) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий

г) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов-штабелеров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением);

д) снеговые нагрузки с полным нормативным значением;

е) температурные климатические воздействия с полным нормативным значением;

ж) ветровые нагрузки;

з) гололедные нагрузки.

К особым нагрузкам следует относить:

а) сейсмические воздействия;

б) взрывные воздействия;

в) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;

г) воздействия, обусловленные деформациями основания, сопровождающимися коренным изменением структуры грунта (при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых. [2, с.3]

Для расчета необходимо выявить наиболее неблагоприятные варианты загрузки конструкции (сочетание нагрузок), при действии которых в конструкции возникнут наибольшие внутренние усилия.

При этом следует различать:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных;

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, некоторых кратковременных и одной из особых нагрузок [2, с.4]

В данной работе рассматриваются: постоянные нагрузки – собственный вес подземной конструкции, вес дорожного покрытия. К временным относят давление грунта от подвижного состава, горизонтальная поперечная нагрузка от грунта. [3, с.26, п. 2.1]

Подземные несущие конструкции следует рассчитывать по предельным состояниям первой и второй групп.

Расчеты по предельным состояниям первой группы обязательны для всех конструкций и их следует производить на основные и особые сочетания нагрузок с использованием расчетных значений характеристик материалов, грунтов, нагрузок с учетом коэффициентов надежности и коэффициентов условий работы конструкций.

Расчеты по предельным состояниям второй группы следует производить на основные сочетания нагрузок с использованием нормативных их значений, нормативных значений характеристик материалов и грунтов и коэффициентов условий работы конструкций, предусматриваемых соответствующими нормами проектирования.

8.1. Постоянные нагрузки.

8.1.1. Давление грунта. Сборный вариант.

а) Расчетная вертикальная нагрузка от грунта и дорожной одежды на единицу площади перекрытия (m^2), приведенная в табл.1, с коэффициентами надежности по нагрузке γ_f [3, с. 30, табл. 8]

Постоянные нагрузки. Сборный вариант

Таблица 1

№	Вид нагрузки	Расчет нормативной нагрузки k_2/m^2	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка k_2/m^2
1	Дорожное покрытие из асфальтобетона, $\delta = 8cm$	$0.08 \cdot 2300 = 184$	1.5	276
2	Бетонное основание $\delta = 22cm$	$0.22 \cdot 2400 = 528$	1.5	792
3	Засыпка грунтом, $\delta = 120cm$	$1.2 \cdot 1700 = 2040$	1.2	2448
4	Защитный слой из бетона $\delta = 4cm$	$0.04 \cdot 2400 = 96$	1.3	124.8
5	Два слоя гидроизоляции $\delta = 2cm$	20	1.3	26
6	Выравнивающий слой из цементного раствора М 100 $\delta = 4cm$	$0.04 \cdot 2200 = 88$	1.3	114.4
		Итого: 2956	Итого	3781.2
7	Собственный вес полки плиты $\delta = 12cm$	$0.12 \cdot 2500 = 300$	1.1	330
8	Собственный вес ребристой плиты (приведенный)	Вес плиты / площ. плиты $= 3500 / 4.1 \cdot 1.5 = 569$	1.1	626
9	Собственный вес стенового блока	2928	1.1	3220

10	Собственный вес плиты днища	2437	1.1	2681
----	--------------------------------	------	-----	------

$$q_6 = q_{cp} + q_o = 2448 + (276 + 792) = 3516 \text{ кГ/м}^2$$

q_{cp} – расчетная нагрузка от веса грунта

q_o – расчетная нагрузка от веса дорожного покрытия

γ – объемная масса грунта. Примем $\gamma = 1.7 \text{ т/м}^3$ – для песков средней крупности

б) Расчетная горизонтальная нагрузка от грунта и дорожной одежды в уровне верха плиты перекрытия

$$q_{Г1} = q_6 \cdot K = q_6 \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 3516 \cdot \text{tg}^2((45^\circ - 35^\circ/2) \cdot \frac{\pi}{180}) = 952.801 \text{ кГ/м}^2$$

q_6 – расчетная вертикальная нагрузка

φ – угол внутреннего трения грунта

$\text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ – коэффициент бокового давления грунта засыпки.

в) Расчетная горизонтальная нагрузка от грунта и дорожной одежды в уровне низа днища коллектора

$$q_{Г2} = (q_6 + \gamma_{ф.рп} \cdot \gamma \cdot H) \cdot K = (q_6 + \gamma_{ф.рп} \cdot \gamma \cdot H) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) =$$

$$= (3516 + 1.2 \cdot 1700 \cdot 3.1) \cdot \text{tg}^2((45^\circ - 35^\circ/2) \cdot \frac{\pi}{180}) = 2667 \text{ кГ/м}^2$$

H – высота коллектора – от верха плиты перекрытия до низа днища.
(рис. 1)

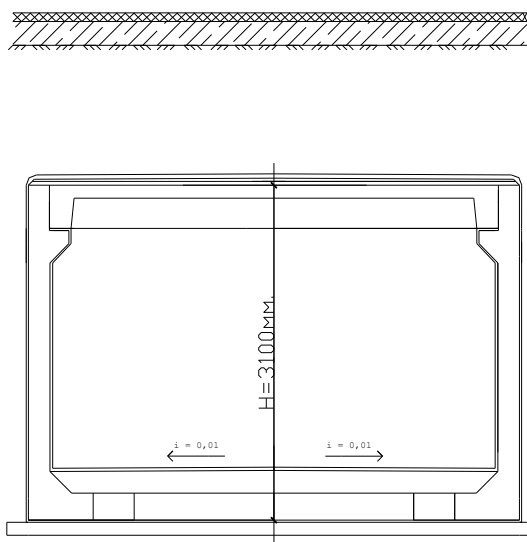


Рис.1. Поперечное сечение тоннеля, сборный вариант.

8.1.2. Монолитная секция.

а) Расчетная вертикальная нагрузка от грунта и дорожной одежды на единицу площади перекрытия (м2), приведенные в табл.2.

Постоянные нагрузки. Монолитная секция.
Таблица 2

№	Вид нагрузки	Расчет нормативной нагрузки $кг/м^2$	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка $кг/м^2$
1	Дорожное покрытие из асфальтобетона, $\delta=8см$	$0.08 \cdot 2300 = 184$	1.5	276
2	Бетонное основание $\delta=22см$	$0.22 \cdot 2400 = 528$	1.5	792
3	Засыпка грунтом, $\delta=120см$	$1.2 \cdot 1700 = 2040$	1.2	2448
4	Защитный слой из бетона $\delta=4см$	$0.04 \cdot 2400 = 96$	1.3	124.8
5	Два слоя гидроизоляции $\delta=2см$	20	1.3	26
6	Выравнивающий слой из цементного раствора М 100 $\delta=4см$	$0.04 \cdot 2200 = 88$	1.3	114.4
			Итого	3781.2
7	Собственный вес полки плиты $\delta=12см$	$0.12 \cdot 2500 = 300$	1.1	330
8	Собственный вес ребристой плиты (приведенный)	Вес плиты / площ. плиты =	1.1	
9	Собственный вес стенового блока (приведенный)	Вес блока / площ. блока	1.1	
10	Собственный вес плиты днища	Вес плиты / площ. плиты	1.1	

$$q_6 = q_{cp} + q_o = 2448 + 276 + 792 = 3516 \text{ кг/м}^2$$

б) Расчетная горизонтальная нагрузка от грунта и дорожной одежды в уровне верха плиты перекрытия

$$q_{Г1} = q_6 \cdot K = q_6 \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 3516 \cdot \operatorname{tg}^2((45^\circ - 35^\circ)/2) \cdot \frac{\pi}{180} = 952.801 \text{ кг/м}^2$$

в) Расчетная горизонтальная нагрузка от грунта и дорожной одежды в уровне низа днища коллектора

$$q_{Г2} = (q_6 + \gamma_{f.эп} \cdot \gamma \cdot H) \cdot K = (q_6 + \gamma_{f.эп} \cdot \gamma \cdot H) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) =$$

$$(3516 + 1.2 \cdot 1700 \cdot 3.000) \cdot \operatorname{tg}^2((45^\circ - 35^\circ / 2) \cdot \frac{\pi}{180}) = 2611 \text{ кЗ/м}^2$$

8.2. Временные нагрузки.

В расчетах конструкций подземных пешеходных тоннелей учитывают временную нагрузку на поверхности земли от автотранспорта: по схеме НК – 80, состоящей из одной машины грузоподъемностью 80тс (800кН)

Опорная площадка одного колеса принимают равной 0.2м. в продольном и 0.8м. в поперечном направлениях. (рис.3)

Сосредоточенная временная нагрузка на поверхности земли (от колес автомобиля) считается распределенной в грунте под углом 30° к вертикали, в дорожном покрытии под углом 45° . Следовательно, вертикальное и горизонтальное давления от нее на единицу площади с увеличением глубины уменьшается. (рис.4)

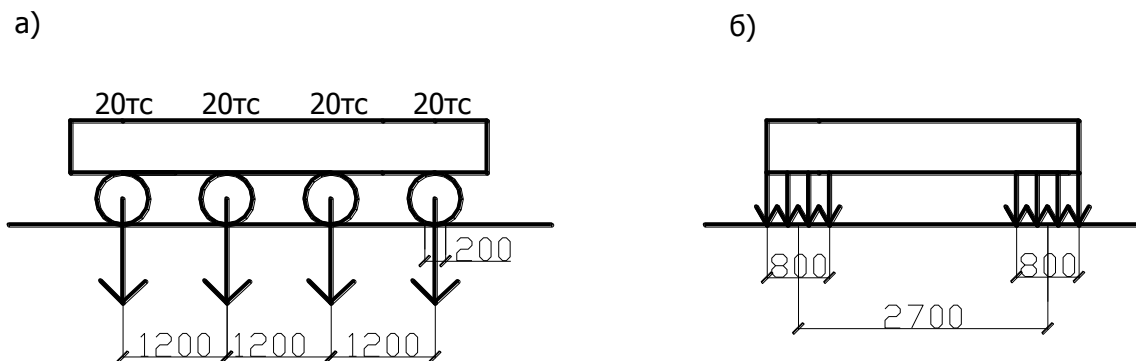


Рис.3. Схема подвижных нагрузок НК-80 а) вдоль движения, б) в поперечном направлении

8.2.1 Определение размеров и площади давления от колесной нагрузки вдоль движения, определение давлений от колесной нагрузки.

$$a_k = 0.8 + 2 \cdot h_1 + 2 \cdot h_2 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 0.8 + 2 \cdot 0.3 + 2 \cdot 1.3 \cdot 0.577 = 2.9 \text{ м}$$

$$b_k = 3.8 + 2 \cdot h_1 + 2 \cdot h_2 \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = 3.8 + 2 \cdot 0.3 + 2 \cdot 1.3 \cdot 0.577 = 5.9 \text{ м}$$

$$\varpi_k = a_k \cdot b_k = 2.9 \cdot 5.9 = 17.11 \text{ м}^2$$

a_k, b_k – размеры площади давления на уровне верха перекрытия (рис.4)

ϖ_k – площадь давления, передаваемого от колесной нагрузки

h_1 – толщина дорожного полотна

h_2 – расстояние от низа дорожной одежды до верха плиты покрытия

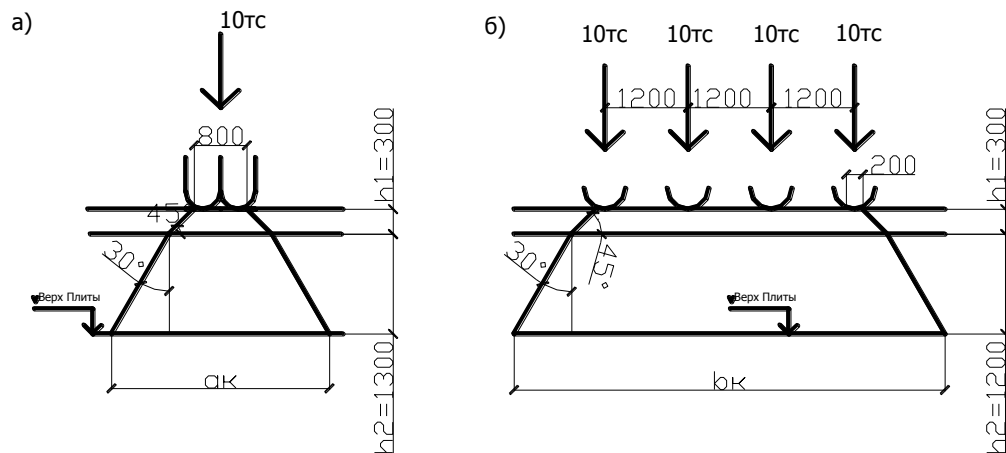


Рис.4. Размеры площади давления от колесной нагрузки а) поперек движения б) вдоль движения

б) Вертикальное давление от колес автомобиля на уровне перекрытия определяют по формуле:

$$P_{\epsilon} = \frac{\gamma_f \cdot n \cdot P}{\omega_{\kappa}} = \frac{1.1 \cdot 4 \cdot 10}{17.11} = 2.57 \text{ т/м}^2 = 25.7 \text{ кН/м}^2$$

где n – количество колес автомобиля

в) Горизонтальную нагрузку от автомобилей (НК-80) определяют также, как от давления грунта и принимают равномерно распределенной по высоте тоннеля

$$P_{\Gamma} = P_{\epsilon} \cdot K = \frac{n \cdot P}{a_{\kappa} \cdot b_{\kappa}} \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \frac{n \cdot P}{a_{\kappa} \cdot b_{\kappa}} \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 25.7 \cdot 0.271 = 6.96 \text{ кН/м}^2$$

Для железобетонного тоннеля неглубокого заложения давление на грунт под днищем принимают равномерно распределенным по всей площади дна.

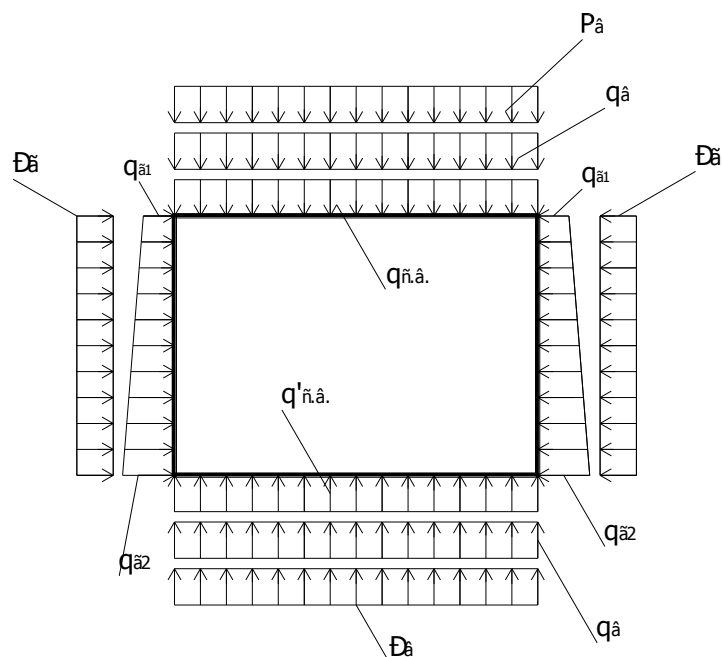


Рис.5. Схема расчетных нагрузок на тоннель

$q_{с.в.}$ – учитывает собственный вес конструкций перекрытия. В уровне днища тоннеля $q'_{с.в.}$, кроме собственного веса конструкций перекрытия, дополнительно учитывает собственный вес стен и днища тоннеля, приведенный к единице ($м^2$) горизонтальной проекции (днища). Горизонтальные нагрузки от давления грунта и временные нагрузки считаются приложенными одновременно с двух сторон сооружения, поскольку грунт засыпают с двух сторон с послойным трамбованием.

8.3. Прочие нагрузки.

Помимо рассмотренных нагрузок, на подземное сооружение могут действовать нагрузки строительного периода. Такие нагрузки весьма разнообразны и зависят от технологии производства работ – от нагнетания раствора за обделку, от усилий, возникающих при подаче и монтаже элементов сборных тоннельных обделок, от веса и воздействия проходческого и другого строительного оборудования. Рекомендуется принимать такие варианты загрузки, которые вызывают в конструкции максимальные усилия. Кроме того, конструкции подземных пешеходных переходов могут испытывать временную нагрузку от толпы людей, которую принимают равномерно распределенной интенсивностью 400 кН/м^2 [3, с.10]

$$q_{т.л.} = 4.0 \cdot 1.4 = 5.6 \text{ кН/м}^2$$

Так как плиту днища рассчитывают как балку на упругом основании, то нагрузка, равномерно распределенная по всей площади плиты, не значительно изменяет внутренние усилия. Поэтому эта нагрузка и собственный вес днища в расчетах не учитываются.

9. РАСЧЕТ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.

Требуется рассчитать на прочность сборную ребристую плиту перекрытия с ненапрягаемой арматурой.

9.1. Исходные данные.

Бетон тяжелый В30

$$R_b = 17.0 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1.2 \text{ МПа} [1, \text{ табл.13}]$$

Коэффициент условий работы: $\gamma_{b2} = 0.9$ [1, табл.15]

$$R_b \cdot \gamma_{b2} = 17 \cdot 0.9 = 15.3 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} \cdot \gamma_{b2} = 1.2 \cdot 0.9 = 1.08 \text{ МПа}$$

Рабочая арматура в ребре и полке плиты принята класса А-III.

Монтажная арматура – класса А-I.

Расчетные нагрузки приведены в таблице 1.

9.2. Расчет полки на местный изгиб.

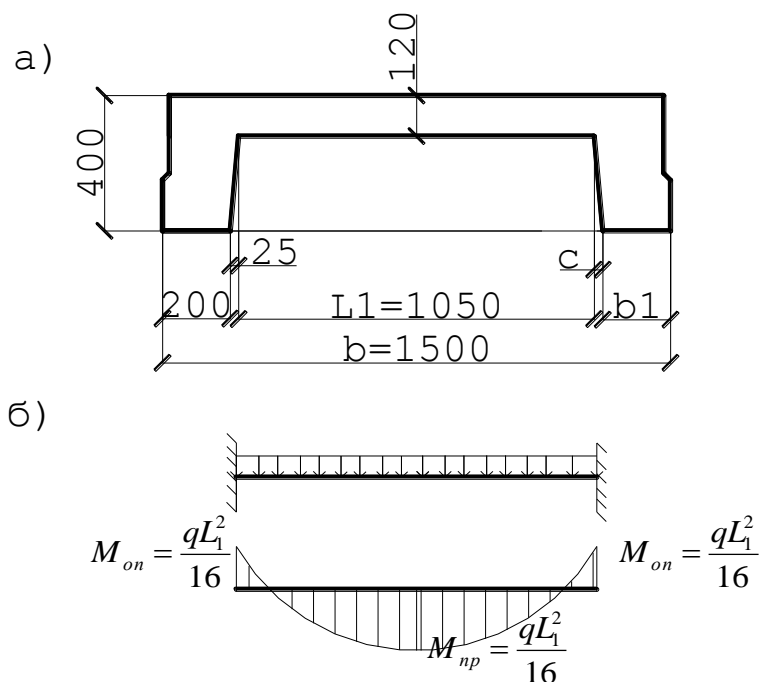


Рис.6. а) Расчетное поперечное сечение плиты перекрытия б) Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов в полке плиты перекрытия

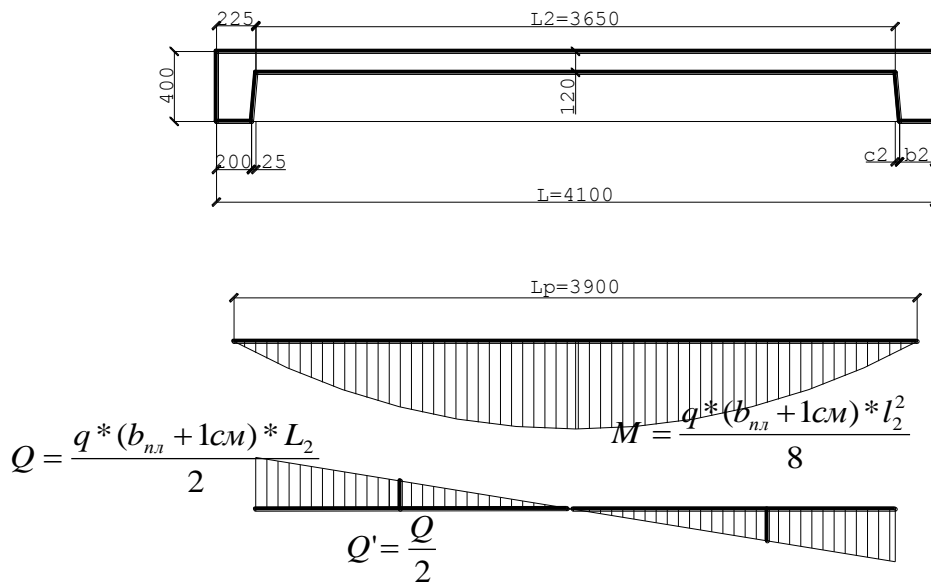


Рис.7. Расчетная схема и усилия в плите покрытия. Продольный разрез

Расчетные пролеты полки определяются по формуле:

$$L1 = b - 2 \cdot b_1 - 2 \cdot c = 1500 - 2 \cdot 200 - 2 \cdot 25 = 1050 \text{ мм}$$

$$L2 = L - 2 \cdot b_2 - 2 \cdot c2 = 4100 - 2 \cdot 200 - 2 \cdot 25 = 3650 \text{ мм}$$

где L1 – расчетный пролет в коротком направлении

L2 – расчетный пролет в длинном направлении

b_1, b_2 – ширина ребер

b – ширина плиты покрытия

L – длина плиты покрытия

При $\frac{L2}{L1} = \frac{3650}{1050} = 3.47 > 2$, полка рассчитывается на изгиб в коротком направлении, поскольку она в этом случае является балочной плитой.

Для расчета выделяется полоса шириной 1м, и рассматривается как однопролетная балка с защемленными опорами. (рис.6)

Изгибающий момент в полке (в пролете и на опорах в коротком направлении) по абсолютной величине равен:

$$M_{np} = M_{on} = \frac{q \cdot L1^2}{16} = \frac{(37.81 + 3.3 + 25.7) \cdot 1.050^2}{16} = 4.604 \text{ кНм}$$

q – расчетная нагрузка, действующая на плиту

По заданию полка армируется сварными сетками с рабочей арматурой класса А-III диаметром 6-8мм, монтажная арматура – класса АI.

Находим рабочую высоту полки:

$$h_o = h_n - 19 = 120 - 19 = 101 \text{ мм}$$

По величине момента M определяют табличный коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{4603626}{15.3 \cdot 1500 \cdot 101^2} = 0.0196$$

По α_m по таблице [4, стр.375] находим

$$\eta = 0.99$$

$$\xi = 0.0196$$

Проверим условие $\xi < \xi_R$. ξ_R определяем по формуле [1, стр.47]

$$\omega = 0.85 - 0.0008R_b = 0.85 - 0.0008 \cdot 15.3 = 0.838$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.838}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0.838}{1.1}\right)} = 0.715$$

где ω - характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле

α - коэффициент, принимаемый равным для бетона тяжелого 0,85

$\sigma_{sc,u}$ - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны. Принимается по табл.15 [1]

R_s - расчетное сопротивление арматуры растяжению

$\xi = 0.0196 < \xi_R = 0.715$ условие выполняется, следовательно, установка арматуры в сжатой зоне не требуется.

Рабочую арматуру на 1пм длины полки определяют по формуле:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_o \cdot R_s} = \frac{4603626}{0.99 \cdot 101 \cdot 355} = 129.7 \text{ мм}^2$$

Рабочую арматуру укладывают по низу полки в коротком направлении.

По сортаменту арматуры принимаем рабочую арматуру AIII диаметром 6мм. с шагом 200мм, $A_s = 142 \text{ мм}^2$

Проверяем процент армирования:

$$\mu = \frac{A_{сприн} - A_s}{A_s} \cdot 100\% = \frac{142 - 129.7}{129.7} \cdot 100\% = 9,4\% , \text{ что допустимо в большую}$$

сторону.

Верхние сетки С2 с поперечной рабочей арматурой той же площади 142 мм^2 укладываются вдоль продольных ребер. (рис.8)

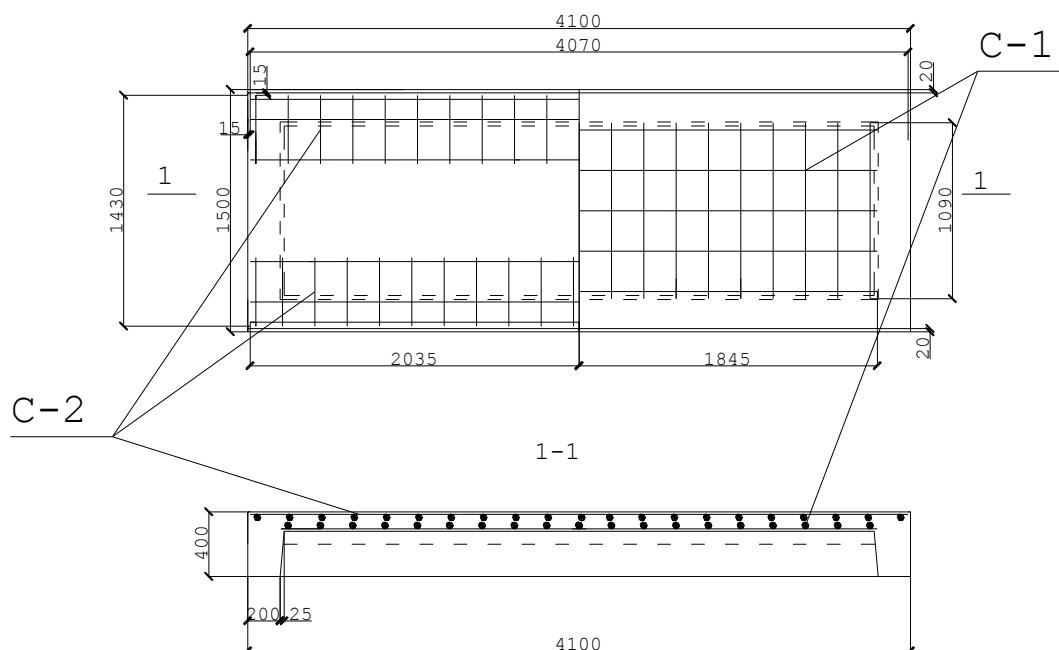


Рис.8. Армирование полки ребристой плиты покрытия

9.3. Расчет продольных ребер.

Продольные ребра рассчитываются в составе всей плиты, которую рассматривают как балку П – образного сечения, с полкой в сжатой зоне (рис. 6а.). Расчет производится по нормальным и наклонным сечениям.

Продольные ребра работают как свободно лежащие балки на двух опорах (рис.7). Опорами служат стеновые блоки тоннеля.

Расчетный пролет при расчете на момент:

$$L_p = L - b_2 = 4100 - 200 = 3900 \text{ мм}$$

При расчете на поперечную силу:

$$L_2 = L - 2 \cdot b_2 = 4100 - 400 = 3700 \text{ мм}$$

b_2 – ширина опирания на стенки тоннеля.

В середине пролета сечение плиты рассматривается как тавровое с расчетной шириной полки $b_f' = b - 4 \text{ см} = 1500 - 40 = 1460 \text{ мм}$. (рис.9)

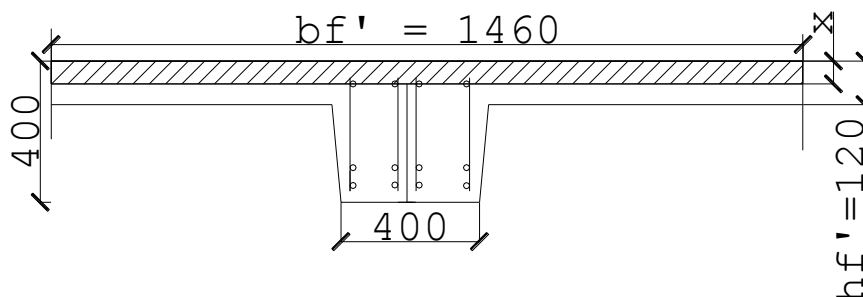


Рис.9 Расчетное поперечное сечение продольных ребер плиты покрытия

Нагрузка на 1м^2 плиты с учетом собственного веса всей плиты составляет:

$$q = 37.81 + 25.7 + 6.26 = 69.77 \text{ кН/м}^2 = 6977 \text{ кг/м}^2$$

Нагрузка на 1пм длины плиты составляет:

$$q \cdot (b_{nl} + 1\text{см}) = 69.77 \cdot (1.5 + 0.01) = 105.323 \text{ кН/м}$$

$$\text{Изгибающий момент: } M = \frac{q(b_{nl} + 1\text{см}) \cdot L_p^2}{8} = \frac{105.323 \cdot 3.9^2}{8} = 200.24 \text{ кНм}$$

$$\text{Поперечная сила: } Q = \frac{q(b_{nl} + 1\text{см}) L_2}{2} = \frac{105.323 \cdot 3.7}{2} = 198.84 \text{ кН}$$

Полагаем, что нейтральная ось лежит в полке, определяем табличный коэффициент α

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{200240000}{15.3 \cdot 1460 \cdot 325^2} = 0.085$$

$$\text{где } h_0 = h - a = 400 - 75 = 325 \text{ мм}$$

$$a = 3\text{сл.} + d + d/2 = 25 + 25 + 25/2 = 75 \text{ мм}$$

По α_m по таблице [4, стр.375] находим

$$\eta = 0.955$$

$$\xi = 0.09$$

Проверяем условие: $x = \xi \cdot h_0 = 0.09 \cdot 325 = 29.5 < h_f' = 120$ где h_f' - ширина полки плиты.

Условие выполняется. Следовательно, тавровое сечение считаем прямоугольным размером 400х400мм (рис.9)

Продольная рабочая арматура принята класса АIII, расчетное сопротивление $R_s = 365 \text{ МПа}$ для арматуры диаметром 10-20мм

Проверим условие $\xi < \xi_R$:

$$\omega = 0.85 - 0.0008 R_b = 0.85 - 0.0008 \cdot 15.3 = 0.838$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.838}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0.838}{1.1}\right)} = 0.713$$

Условие соблюдается, т.к. $\xi = 0.0821 < \xi_R = 0.713$, следовательно, рабочая арматура в сжатой зоне не требуется.

Определяем площадь растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{200240000}{0.955 \cdot 325 \cdot 365} = 1767 \text{ мм}^2 = 17.67 \text{ см}^2$$

Принимаем продольную рабочую арматуру по 2 стержня диаметром 25 в каждом ребре.

$$\text{Т.е. } A_s^{\text{факт}} = A_{s2\varnothing 25} + A_{s2\varnothing 25} = 9.82 + 9.82 = 19.64 \text{ см}^2$$

Проверяем процент армирования:

$$\mu = \frac{A_{сприн} - A_s}{A_s} \cdot 100\% = \frac{19.64 - 17.67}{17.67} \cdot 100\% = 11,1\% , \text{ что допустимо в большую}$$

сторону (рис.10)

Для чертежа: $K = d_1 + d/2 = 8 + 25/2 = 20,5\text{мм}$ $K1 = d + d_1/2 = 8 + 10/2 = 12\text{мм}$

Высота каркаса: $H_k = 400 - 15 - 6 - 6 - 20 = 353\text{мм}$

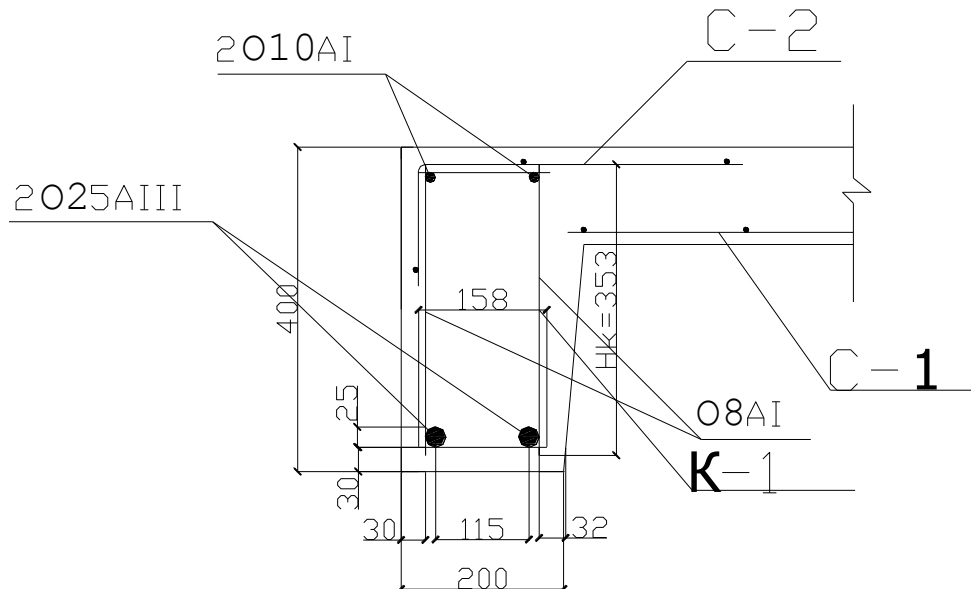


Рис.10. Армирование продольных ребер.

9.4. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе.

Этот расчет сводится к определению шага поперечных стержней в пролетных каркасах. Для определения шага поперечной арматуры пролет балки разбивают на два приопорных участка и один средний. Значение поперечной силы Q для расчета шага поперечных стержней на приопорных участках принимается по граням ее опор $Q = 198.84$ кН. Для средних участков – величина Q принимается на границах приопорных и средних участков $Q = 99.42$ кН.

В каждом продольном ребре устанавливается по 2 каркаса с односторонним расположением рабочих стержней. Принимаем поперечные стержни диаметром 8мм. из стали класса А-I,

$$R_{sw} = 175 \text{ МПа}$$

Имеем площадь сечения одного стержня $A_{sw1} = 0.503 \text{ см}^2$. Количество поперечных стержней в сечении на оба ребра $n=4$. Общая площадь сечения: $A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 4 \cdot 0.503 = 2.01 \text{ см}^2$

$$\text{где } h_o = h - a = 400 - 42.5 = 357.5 \text{ мм}$$

$$a = 3 \cdot c_l + d + d/2 = 30 + 25/2 = 42.5 \text{ мм}$$

$$\text{А) Приопорные участки длиной } \frac{L2}{4} = \frac{3700}{4} = 925 \text{ мм} = 92.5 \text{ см}$$

Предварительно определяют некоторые значения:

$$B = \phi_{b2} (1 + \phi_f) \gamma_{b2} R_{bt} b \cdot h_o^2 = 2 \cdot (1 + 0.45) \cdot 1.08 \cdot 400 \cdot 357.5^2 = 164625750 \text{ Нмм} \quad \text{где}$$

$\phi_{b2} = 2$ для тяжелого бетона

$$\phi_f = 2 \frac{0.75 \cdot (3 \cdot h' f) h' f}{b \cdot h_o} = \frac{2 \cdot 0.75 \cdot 3 \cdot 120^2}{400 \cdot 357.5} = 0.45 < 0.5 \quad [1, \text{ стр. 61}]$$

ϕ_f принимаем равным 0.45

Длина проекции опасной наклонной трещины:

$$C_o = \frac{B}{0.5Q} = \frac{164625750}{0.5 \cdot 198840} = 1655 \text{ мм} > 2h_o = 2 \cdot 357.5 = 715 \text{ мм}$$

При $C_o > 2h_o$ усилие в хомутах на единицу длины балки q_{sw} определяют по формуле

$$q_{sw} = \left(\frac{Q - B}{C} \right) / C, \text{ где } C = 2h_o = 715 \text{ мм} \text{ но не менее}$$

$$q_{sw, \min} = \phi_{bs} (1 + \phi_n + \phi_f) \gamma_{b2} R_{bt} b / 2$$

При $q_{sw} < 0$ поперечная арматура по расчету не требуется. В этом случае устанавливаем конструктивно.

Итак, $C_o = 1655 \text{ мм} > 2h_o = 2 \cdot 357.5 = 715 \text{ мм}$

$$q_{sw} = \frac{Q - \frac{B}{C}}{C} = \frac{198840 - \frac{164625750}{715}}{715} = -43.93 \text{ Н/мм} \quad , \quad \text{где } q_{sw} \text{ предельное}$$

усилие растяжения в поперечных стержнях пролетных каркасов.

Так как $q_{sw} < 0$, то поперечная арматура устанавливается конструктивно.

$S_{\text{констр.}}$ при высоте сечения $h < 450 \text{ мм}$. на приопорном участке длиной $L_2/4 = 925 \text{ мм}$ – не более $h/2 = 400/2 = 200 \text{ мм}$ и не более 150 мм. [1, п.5.27]

Принимаем на приопорном участке длиной не менее 925 мм около опоры шаг поперечных стержней $S = 150 \text{ мм}$.

Б) Средний участок пролета длиной $\frac{L_2}{2} = \frac{3700}{2} = 1850 \text{ мм}$

Поперечная сила Q на границе приопорного и среднего участков в 2 раза меньше поперечной силы на опоре, т.е. $Q = 198.84/2 = 99.42 \text{ кН}$

Длина проекции опасной наклонной трещины:

$$C_o = \frac{B}{0.5Q} = \frac{164625750}{0.5 \cdot 99420} = 3312 \text{ мм} > 2h_o = 715 \text{ мм}$$

$$q_{sw} = \frac{Q - \frac{B}{C}}{C} = \frac{99420 - \frac{164625750}{715}}{715} = -176.1 \text{ Н/мм} < 0. \text{ Следовательно,}$$

поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям: на средних участках пролета – не более $3/4 \cdot h = 300 \text{ мм}$ и не более 500 мм.

Принимаем на среднем участке длиной 1850 мм шаг поперечных стержней 300 мм. (рис. 11)

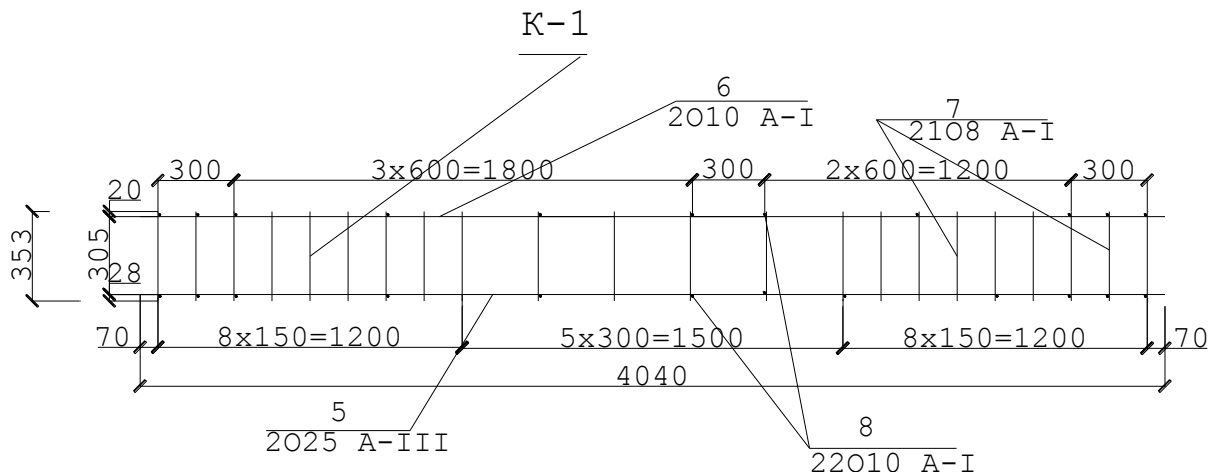


Рис.11. Армирование ребристой плиты покрытия

9.5. Второй вариант расчета:

Наибольшее значение поперечной силы Q_{\max} в пределах расчетного наклонного сечения будет у грани опоры.

Приопорные участки длиной $\frac{L_2}{4} = \frac{3700}{4} = 925 \text{ мм}$

Средний участок пролета длиной $\frac{L_2}{2} = \frac{3700}{2} = 1850 \text{ мм}$

На приопорных участках поперечная сила принимается по граням ее опор $Q = 198.84 \text{ кН}$. Для средних участков $Q = 99.42 \text{ кН}$.

Расчет на поперечную силу сводится к проверке прочности элемента по наклонному сечению при принятых по конструктивным соображениям диаметре и шаге поперечных стержней и размещении их по длине пролета.

Диаметр поперечной арматуры принимается $d_{sw} = 8 \text{ мм}$ А-I с площадью сечения одного стержня $A_{sw1} = 0.503 \text{ см}^2$. Число поперечных стержней, расположенных двух ребрах, равно $n = 4$. Площадь сечения поперечных стержней $A_{sw} = n \cdot A_{sw1} = 4 \cdot 0.503 = 2.01 \text{ см}^2$.

Сечение при расчете на Q принимаем прямоугольным (свесы полок не учитываются) с размерами $b = 40 \text{ см}$, $h = 400 \text{ мм}$, величина $a = z_{cl} + d + d/2 = 30 + 25/2 = 42.5 \text{ мм}$ и $h_o = h - a = 400 - 42.5 = 357.5 \text{ мм}$

На основании конструктивных требований норм [1, п. 5.27] в крайнем и средних пролетах балки принимают шаги поперечных стержней, кратные 50 мм:

на приопорных участках при $h = 400 \text{ мм}$:

S_1 не более 150 мм, и не более $h/2 = 400/2 = 200 \text{ мм}$; принимаем **$S_1 = 150 \text{ мм}$**

на средних участках: $S_2 = 300 \text{ мм}$, что меньше $3/4h = 3 \times 400/4 = 300 \text{ мм}$ и 500 мм .

Расчет выполняем для приопорного участка с наибольшей поперечной силой $Q_{\max} = 198840 \text{ Н}$.

Определяем максимальный шаг поперечных стержней и проверяем условие $S_1 \leq S_{\max}$:

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \times R_{bt} \times b \times h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \times 1,08 \times 400 \times 357,5^2}{198840} = 428 \text{ мм} \gg S_1 = 150 \text{ мм}, \text{ т.е.}$$

принятый шаг $S_1 = 150 \text{ мм}$ удовлетворяет условию.

Проверка прочности по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами по условию:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \times \varphi_{wl} \times \varphi_{bl} \times R_b \times b \times h_0.$$

$$\alpha = E_s / E_b = 21 \cdot 10^4 / 23 \cdot 10^3 = 9,13.$$

$$\mu_w = A_{sw} / bS_1 = 201 / 400 \times 150 = 0,00335;$$

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \times 9,13 \times 0,0037 = 1,16 < 1,3;$$

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \times 15,3 = 0,847.$$

Условие прочности

$Q_{\max} = 198,84 < 0,3 \times 1,16 \times 0,847 \times 15,3 \times 400 \times 357,5 = 653916 \text{ Н}$, - выполняется, т.е. прочность сжатой полосы между наклонными трещинами обеспечена со значительным запасом.

Проверяем прочность по расчетной (опасной) наклонной трещине.

Предельное усилие растяжения в поперечных стержнях пролетных каркасов

$$q_{swl} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{S_1} = \frac{175 \times 201}{150} = 234,5 \text{ Н/мм (кН/м)}.$$

Вычисляем M_b и $Q_{b,\min}$ (при $\varphi_f = 0$ для прямоугольного сечения): $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \times 1,08 \times 400 \times 357,5^2 = 113535000 \text{ Нмм} = 113,53 \text{ кНм}$;

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \times 1,08 \times 400 \times 357,5 = 93960 \text{ Н} = 93,96 \text{ кН}.$$

Проверяем условие

$$q_{swl} \geq Q_{b,\min} / 2h_0 = 93,96 / 2 \times 0,357 = 131,6 \text{ кН.м} < q_{swl} = 234,5 \text{ кН.м}.$$

Так как это условие выполняется, сохраняем принятый шаг $S_1 = 150 \text{ мм}$ и диаметр $d_{sw} = 8 \text{ мм}$ А-I поперечных стержней.

Погонная нагрузка в пределах длины S проекции наклонного сечения при расчете на Q : $q_1 = 69,77 \text{ кН/м}$.

Поскольку $q_1 = 69,77 \text{ кН/м} < 0,56q_{swl} = 0,56 \times 234,5 = 131,32 \text{ кН/м}$, длину проекции на продольную ось балки наклонного расчетного сечения

вычисляем по формуле $C = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{113,53 / 69,77} = 1,27$ м >
($\varphi_{b2} / \varphi_{b3}$) $h_0 = 3,33h_0 = 3,33 \times 0,357 = 1,2$ м. [1, п. 332]

Принимаем $C = 1,20$ м.

Определяем проекцию наклонной трещины C_0 по формуле:
 $C_0 = \sqrt{M_b / q_{swl}} = \sqrt{113,53 / 234,5} = 0,69$ м.

Значение $C_0 = 0,69 < C = 1,2$ и $< 2h_0 = 0,715$ м, а также $C_0 = 0,69 > h_0 = 0,357$ м, т.е. требования п. 3.31 норм [1] удовлетворяются полностью.

Принимаем $C_0 = 0,69$ м. Поперечная сила в конце наклонного сечения $Q = Q_{\max} - q_1 C = 198,84 - 69,77 \times 0,69 = 153,4$ кН.

Поперечное усилие среза, воспринимаемое бетоном над наклонной трещиной $Q_b = M_b / C = 113,53 / 0,69 = 164,5$ кН $\geq Q_{b,\min} = 93,96$ кН.

Поперечное усилие растяжения, воспринимаемое поперечными стержнями на длине опасной наклонной трещины $Q_{sw} = q_{swl} C_0 = 234,5 \times 0,69 = 152,4$ кН.

Проверяем условие прочности:

$Q_b + Q_{sw} = 164,5 + 152,4 = 316,9 > Q = 153,4$ кН, **т.е. условие прочности по опасной наклонной трещине выполняется.** И не требуется изменять шаг стержней или класс арматуры.

Для других участков, где величина поперечных сил меньше, чем Q_{\max} , выполнение условия прочности, тем более обеспечивается.

9.6. Армирование поперечных ребер.

Арматуру поперечных ребер назначают из конструктивных соображений. Задаемся процентом армирования [1, табл. 38] $\mu = 0,05$. Определяем минимальное необходимое количество продольной рабочей арматуры: $A_s = \mu \cdot b \cdot h_0 = 0,0005 \cdot 400 \cdot 357,5 = 71,5 \text{ мм}^2$. Принимаем для двух ребер 4Ø10 АIII, $A_s = 314 \text{ мм}^2$

Поперечная арматура Ø6 AI устанавливается согласно [1, п.5.22] с шагом не более $h/2 = 400/2 = 200$ мм. И не более 150 мм. Принимаем шаг поперечной арматуры 150 мм.

10. Расчет продольных ребер по второй группе предельных состояний (на трещиностойкость по СНиП 2.03.01-84 [1])

Данная конструкция эксплуатируется в грунте выше уровня грунтовых вод и относится к 3-й категории, к которой предъявляются следующие требования: допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин $a_{crc1} = 0,4 \text{ мм}$ и

продолжительное $a_{crc2} = 0,3 \text{ мм}$, обеспечивающее сохранность стержневой арматуры классов А-I, А-III. [1, табл.2] Под непродолжительным раскрытием трещин понимается их раскрытие при совместном действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а под продолжительным – только от постоянных и длительных нагрузок.

- 1) Определяем ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента [1, стр.83]:

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d},$$

где δ - коэффициент, принимаемый равным 1.0 для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых

φ_l - коэффициент, принимаемый равным при учете многократно повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетона тяжелого: $\varphi_l = 1,60 - 15\mu = 1.60 - 15 \cdot 0.013 = 1.405$

η - коэффициент, принимаемый равным: при стержневой арматуре периодического профиля 1,0

μ - коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры S к площади сечения бетона (при рабочей высоте h_0 и без учета сжатых свесов полков), но не

$$\text{более } 0,02; \quad \mu = \frac{A_s}{A} = \frac{19.64}{40 \cdot 36.25} = 0.013$$

d - диаметр арматуры, мм. $d = 25\text{мм}$

σ_s - напряжение в стержнях крайнего ряда арматуры S или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений от

действия внешней нагрузки, определяемое по формуле: $\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z}$

z - расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое по формуле 166 [1]

$$z = h_o \cdot \left(1 - \frac{\frac{h'f}{h_o} \phi_f + \xi^2}{2 \cdot (\phi_f + \xi)}\right)$$

Так как выполняется условие $x = \xi \cdot h_o = 0.09 \cdot 357.5 = 32.2\text{мм} < h'_n = 120\text{мм}$

h'_n - толщина полки плиты. То расчет производим как прямоугольного сечения шириной $b'f$, определяемой согласно указаниям [1, п.3.16]:

а) ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента: $b'f \leq 2 \cdot (1460/6) = 486.7\text{мм}$

б) при $h'f \geq 0.1h$, т.е. ($120\text{мм} > 0.1 \cdot 400 = 40\text{мм}$) не более $\frac{1}{2}$ расстояния в свету между ребрами: $b'f \leq (1500 - 400)/2 = 550\text{мм}$

Принимаем $b'f = 487\text{мм}$

$R_{b,ser} = 22\text{МПа}$ расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы

Изгибающий момент от длительной нормативной нагрузки:

$$M_{\text{дл}}^n = \frac{q_{\text{дл}}^n (b_{nl} + 1\text{см}) L_p^2}{8}$$

$$q_{\text{дл}}^n = 2956 + 569 = 3225\text{кг/см}^2 = 32.25\text{кН/м}^2$$

$$q_{\text{дл}}^n \cdot (b_{nl} + 1\text{см}) = 32.25 \cdot (1.5 + 0.01) = 48.7\text{кН/м}$$

$$M_n = \frac{48.7 \cdot 3.9^2}{8} = 92.6 \text{ кН} \cdot \text{м} = 92600 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$z = h_o \left(1 - \frac{\xi^2}{2 \cdot \xi}\right), \quad \text{где}$$

$$\delta = \frac{M_{\partial l}^H}{b' f \cdot h_o^2 \cdot R_{b,ser}} = \frac{92600000}{487 \cdot 357.5^2 \cdot 22} = 0.067$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \cdot \delta}{\mu \cdot \alpha}} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \cdot 0.067}{0.013 \cdot 8.6}} = 0.07$$

$$z = h_o \left(1 - \frac{\xi^2}{2 \cdot \xi}\right) = 357.5 \left(1 - \frac{0.07^2}{2 \cdot 0.07}\right) = 345 \text{ мм}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\partial l}^H}{A_s \cdot z} = \frac{92600000}{1964 \cdot 345} = 136.6 \text{ МПа}$$

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3.5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1.405 \cdot 1 \frac{136.6}{20 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0.013) \cdot \sqrt[3]{25} \\ = 0.12 \text{ мм} < a_{crc2} = 0.3 \text{ мм}$$

Условие выполняется

11. Расчет продольных ребер по второй группе предельных состояний (определение прогибов).

Согласно указаниям [4, стр. 380], определение деформаций (прогибов и перемещений) в разрезных балочных железобетонных конструкциях пролетом менее 18 метров допускается проводить приближенным методом по формулам сопротивления материалов с использованием приведенного момента инерции сечения, вычисленного при величине модуля упругости бетона, равного $0.8E_b$.

Максимальный прогиб железобетонных балок только от подвижной временной нагрузки не должен превышать $1/400$ пролета. Допускаемая величина прогиба неразрезных и однопролетных элементов может быть увеличена на 20%.

Вычисляем прогиб f по приближенному способу при $E'_b = 0.8E_b$ без учета работы растянутой зоны бетона, как для упругого материала, т.е. когда в сжатой зоне напряжения изменяются по закону треугольника, а в растянутой зоне напряжения в бетоне отсутствуют и работает только арматура.

Высоту сжатой зоны x найдем из уравнения, полученного из равенства статических моментов растянутой арматуры и сжатой зоны сечения относительно нейтральной оси:

$$b'_n \cdot x^2 + 2 \cdot \alpha \cdot (A_s + A'_s) \cdot x - 2 \cdot \alpha \cdot (h_o \cdot A_s + a' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{где } b'_n = 1500 - 40 = 1460 \text{ мм.}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{0.8E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{0.8 \cdot 29 \cdot 10^3} = 8.6$$

A'_s – арматура сжатой зоны, принята конструктивно, в расчете не учитываем.

E_b – модуль упругости бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении принимаем по [1, табл.18]

Отсюда:

$$146 \cdot x^2 + 2 \cdot 8.6 \cdot 19.64 \cdot x - 2 \cdot 8.6 \cdot 35.75 \cdot 19.64 = 0$$

$$146 \cdot x^2 + 338 \cdot x - 12245 = 0$$

$$x^2 + 2.31 \cdot x - 84 = 0$$

$$x_{1,2} = -\frac{2.31}{2} \pm \sqrt{\frac{2.31^2}{4} + 84} = -1.155 \pm 9.2$$

$$x_1 = 8.04 \text{ см}$$

$$x_2 = -10.05 \text{ см}$$

Приведенный момент инерции сечения, когда нейтральная ось проходит в полке,

$$Y_{np} = \frac{b'_n \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s (h_o - x)^2 = \frac{146 \cdot 8.04^3}{3} + 8.6 \cdot 19.64 \cdot (35.75 - 8.04)^2 = 136833 \text{ см}^4$$

Изгибающий момент от полной нормативной нагрузки:

$$M_n = \frac{q^n (b_{nl} + 1 \text{ см}) L_p^2}{8}$$

$$q_n = 2956 + 569 + 2336 = 5861 \text{ кг/см}^2 = 58.61 \text{ кН/м}^2$$

$$q_n \cdot (b_{nl} + 1 \text{ см}) = 58.61 \cdot (1.5 + 0.01) = 88.5 \text{ кН/м}$$

$$M_n = \frac{88.5 \cdot 3.9^2}{8} = 168.3 \text{ кН} \cdot \text{м} = 168300 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Жесткость элемента при кратковременном действии всей нагрузки

$$B_{кр} = 0.8 E_b Y_{np} = 0.8 \cdot 29 \cdot 10^4 \cdot 136833 = 3.17 \cdot 10^{10} \text{ кг} \cdot \text{см}^2 = 31.7 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2$$

Вычисляем прогиб от полной нагрузки:

$$f = \frac{5}{48} \cdot L_p^2 \cdot \frac{M_n}{B_{кр}} = \frac{5}{48} \cdot 390^2 \cdot \frac{16830000}{31.7 \cdot 10^{10}} = 0.84 \text{ см}$$

Что составляет 1/464 пролета

Находим прогиб только от временной колесной нагрузки:

$$q_n = 2336 \text{ кг/см}^2 = 23.36 \text{ кН/м}^2$$

$$q_n \cdot (b_{nl} + 1 \text{ см}) = 23.36 \cdot (1.5 + 0.01) = 35.27 \text{ кН/м}$$

$$M_n = \frac{35.27 \cdot 3.9^2}{8} = 67.05 \text{ кН} \cdot \text{м} = 67050 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$f = \frac{5}{48} \cdot L_p^2 \cdot \frac{M_n}{B_{кр}} = \frac{5}{48} \cdot 390^2 \cdot \frac{6705000}{31.7 \cdot 10^{10}} = 0.33 \text{ см}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{0.33}{390} = \frac{1}{1180} < \frac{1}{400} \quad - \text{ условие выполняется}$$