

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

На правах рукописи

Дорожинский Владимир Богданович

Вероятностный расчет элементов конструкций на случайное взрывное
воздействие в нелинейной динамической постановке

05.23.17 – Строительная механика

Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель –
доктор технических наук,
профессор Мкртычев О.В.

Москва – 2012

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
ВВЕДЕНИЕ.....	4
 ГЛАВА 1. Обзор литературы по проблемам исследования.....	 11
1.1. Основные положения теории надежности строительных конструкций.....	11
1.2. Параметры взрывного воздействия.....	19
1.3. Расчет строительных конструкций на взрывное воздействие.....	27
 ГЛАВА 2. Особенности детерминированного решения при расчете конструкций на взрывное воздействие.....	 37
2.1. Постановка задачи и основные разрешающие уравнения.....	37
2.2. Решение задачи о расчете железобетонной стены на взрывное воздействие в различных постановках.....	39
2.3. Сравнительный анализ результатов численных исследований и экспериментальных данных.....	44
2.4. Детерминированное решение для промышленного здания при взрывном воздействии.....	58
2.5. Определение зон безопасности для промышленного здания.....	62
2.6. Детерминированное решение для многоэтажного здания при взрывном воздействии.....	68
 ГЛАВА 3. Вероятностная модель прочности и взрывного воздействия.....	 79
3.1. Параметры случайной прочности бетона.....	79
3.2. Исследование чувствительности давления во фронте ударной волны от различных параметров.....	82
3.3. Параметры случайного взрывного воздействия.....	85
 ГЛАВА 4. Оценка надежности отдельных конструкций и зданий при случайном взрывном воздействии.....	 94
4.1. Метод статистических испытаний.....	94
4.2. Вероятностный расчет железобетонной стены при случайном взрывном воздействии.....	99

4.3. Оценка надежности железобетонной стены при комбинированном случайном взрывном и детерминированном силовом воздействии.....	102
4.4. Вероятностный расчет железобетонной стены на взрывное воздействие при случайной прочности.....	103
4.5. Надежность железобетонной стены с проемом при взрыве.....	106
4.6. Оценка надежности многоэтажного здания при случайном взрывном воздействии и случайной прочности.....	107
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	111
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	114

ВВЕДЕНИЕ

В последние десятилетия на территории Российской Федерации и других стран произошел ряд событий, связанных со взрывами различных зданий и сооружений, которые повлекли за собой гибель большого количества людей и нанесли огромный моральный и материальный ущерб.

Для всех зданий и сооружений должны выполняться требования Федерального закона №68 «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» [102].

Безопасность людей при аварийных взрывных воздействиях следует обеспечивать не только средствами охраны и контроля, но и соответствующими конструктивными решениями для зданий и сооружений, позволяющими противостоять возможному прогрессирующему обрушению конструкций при особых динамических воздействиях, возникающих вследствие взрывов конденсированных взрывчатых веществ (ВВ).

При взрывах большой мощности имеют место большие давления в ударной волне, и, как следствие, возможны значительные разрушения строительных конструкций. Взрывное воздействие имеет непостоянные и неопределенные параметры. Стоит отметить, что расхождения в экспериментальных данных доходят до 30% [31]. При этом место и мощность взрыва могут быть спрогнозированы лишь с определенной долей вероятности. Для сохранения жизни людей, находящихся вне зоны непосредственного поражения взрыва, необходимо использовать методики, позволяющие оценивать надежность зданий и сооружений в целом.

Все это свидетельствует об **актуальности** проводимых исследований.

Взрывные нагрузки относятся к особому виду воздействий. В большинстве случаев они имеют локальный характер, но могут в десятки раз превышать те, на которые запроектированы здания и сооружения. При этом строительные конструкции испытывают воздействия в направлениях, по которым работа элементов не предусмотрена.

При проектировании зданий и сооружений выполняются расчеты на устойчивость к прогрессирующему обрушению, которое может возникнуть при локальных разрушениях несущих конструкций в результате взрывного воздействия.

Эффективное проектирование взрывобезопасных строительных конструкций должно производиться при достаточном расчетном обосновании и математическом моделировании [48, 95], опирающемся на возможности современных быстродействующих компьютеров и расчетных комплексов.

Взрывное воздействие является быстротекущим высоконелинейным случайным процессом. В этой связи расчет конструкций целесообразно производить с помощью современных программных комплексов (ANSYS, NASTRAN, ABAQUS, LS-DYNA), которые реализуют прямые динамические методы, позволяющие учитывать физическую, геометрическую и конструктивную нелинейности. Решение задачи может быть получено во временной области путем прямого интегрирования уравнений движения.

Для проведения исследований в диссертационной работе используется конечно-элементный программный комплекс LS-DYNA, позволяющий решать трехмерные нелинейные динамические задачи механики деформируемого твердого тела и газовой динамики.

Целью диссертационной работы является исследование надежности отдельных железобетонных элементов и конструктивных систем в целом при случайном взрывном и силовом воздействиях и случайных прочностных характеристиках материала.

Для достижения данной цели необходимо следующее:

- ознакомиться с основами взрыва как физического явления;
- проанализировать существующие методы расчета строительных конструкций на взрывное воздействие;
- освоить средства и возможности используемого программного комплекса;

- сравнить полученные данные с результатами теоретических и практических исследований;
- решить различные задачи о взрывном воздействии с учетом всех видов нелинейностей;
- провести вероятностное моделирование случайного взрывного воздействия;
- оценить надежность, как отдельных конструкций, так и конструктивных схем зданий в целом при случайном взрывном воздействии в зависимости от различных условий и исходных данных.

Научную новизну диссертации составляют следующие результаты:

- произведен сравнительный анализ экспериментальных данных для воздушной ударной волны и численных решений, основанных на явной схеме интегрирования уравнений движения;
- получено детерминированное решение для железобетонной стены при действии взрывной нагрузки с помощью различных динамических методов;
- выполнен расчет многоэлементной конструкции железобетонного промышленного здания на взрывное воздействие в нелинейной динамической постановке;
- выполнен расчет многоэлементной конструкции железобетонного многоэтажного жилого здания на взрывное воздействие в нелинейной динамической постановке;
- проведены исследования взрывобезопасности различных железобетонных зданий;
- построена вероятностная модель случайного взрывного воздействия;
- выполнена оценка надежности отдельной железобетонной стены и железобетонного здания перекрестно-стеновой конструктивной схемы при детерминированном силовом и случайном взрывном воздействиях, а также случайных прочностных характеристиках материала с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей.

Достоверность результатов достигается:

- использованием при постановке задач гипотез, принятых в механике деформируемого твердого тела и теории надежности строительных конструкций;
- сравнением полученных результатов с экспериментальными данными и аналитическими решениями;
- применением современных апробированных численных методов расчета строительных конструкций.

Практическая ценность заключается:

- в расчете многоэлементной модели на взрывное воздействие с учетом различных нелинейностей;
- в разработке методик, позволяющих рассматривать различные сценарии локальных разрушений с возможным последующим прогрессирующим обрушением конструкций, разворачивающимся во времени;
- в возможности повышения взрывобезопасности зданий и сооружений;
- в возможности оценки надежности отдельных строительных конструкций и конструктивных систем зданий в целом при случайном взрывном воздействии.

Апробация работы. Основные положения диссертационной работы были доложены на:

- пленарном заседании IX всероссийской научно-практической и учебно-методической конференции «Фундаментальные науки в современном строительстве», Москва 2012;
- XVIII всероссийской научно-практической и учебно-методической конференции «Фундаментальные науки в современном строительстве», Москва 2011;
- XIV Международной межвузовской научно-практической конференции молодых ученых, докторантов и аспирантов «Строительство – формирование среды жизнедеятельности», посвященной 90-летию МГСУ, Москва 2011;

– II Всероссийской конференции с элементами научной школы для молодежи «Устойчивость, безопасность и энергоресурсосбережение в современных архитектурных, конструктивных, технологических решениях и инженерных системах зданий и сооружений», Москва 2011.

Личное участие автора в полученных результатах, изложенных в диссертации, заключается в следующем:

- проведен сравнительный анализ численных методов решения задач динамики взрыва с экспериментальными данными;
- проведены исследования взрывобезопасности различных зданий, получены картины локальных разрушений и прогрессирующего обрушения конструкций;
- выполнено вероятностное моделирование взрывной нагрузки;
- проведена оценка надежности отдельной железобетонной стены и здания перекрестно-стеновой конструктивной схемы в целом при детерминированном силовом, случайном взрывном воздействиях и случайных прочностных характеристиках материала.

Все исследования, изложенные в диссертационной работе, расчеты, вычислительные эксперименты, их анализ, численное моделирование работы конструкций, зданий и сооружений, а также обработка полученных результатов были выполнены автором работы лично.

Публикации. По теме диссертации опубликованы 8 статей, из них 4 в рецензируемых журналах, рекомендуемых ВАК для публикации результатов по кандидатским диссертациям.

Наименование статей приведены в списке литературы под номерами [53 – 59, 95].

На защиту выносятся:

- основные принципы и методы расчета на взрывное воздействие и подходы к оценке надежности строительных конструкций и систем при динамических воздействиях;

- результаты сравнения численного решения задачи о воздушной ударной волне с экспериментальными данными;
- результаты исследования взрывобезопасности многоэтажного железобетонного здания;
- вероятностная методика моделирования случайного взрывного воздействия и прочностных характеристик материала;
- результаты произведенной оценки надежности отдельной железобетонной стены при случайном взрывном, детерминированном силовом воздействиях и случайных прочностных характеристиках материала;
- результаты произведенной оценки надежности здания перекрестно-стенной конструктивной схемы при случайном взрывном, детерминированном силовом воздействиях и случайных прочностных характеристиках материала.

Объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения и списка литературы. Работа представлена на 125 страницах.

В первой главе выполнен обзор литературы, связанной с проблемами исследования. Проанализированы известные случаи взрывов зданий и их последствия. Рассмотрены основные положения теории надежности и методы расчета строительных конструкций на взрывное воздействие.

Во второй главе производится численное решение задачи о взрывном воздействии с использованием программного комплекса LS-DYNA, в котором реализованы явные схемы интегрирования уравнений движения. Расчет на взрывное воздействие для отдельного элемента стены выполнялся в различных постановках. Основные исследования взрывобезопасности и надежности конструкций проводились в лагранжево-эйлеровой постановке. Приведены и проанализированы результаты численных расчетов и экспериментальных данных, выполнено исследование сходимости.

В третьей главе производится построение вероятностной модели взрывного воздействия. Анализируются факторы, оказывающие наибольшее влияние на поведение ударной волны. Проведено численное исследование чувствительности давления во фронте волны к различным параметрам.

В четвертой главе проводятся исследования надежности отдельной железобетонной стены и здания перекрестно-стеновой конструктивной схемы в целом при случайной прочности, случайном взрывном воздействии и детерминированном силовом нагружении. Для оценки надежности применялся метод статистических испытаний.

В заключении приведены основные выводы и результаты диссертационной работы.

Диссертация написана на 125 листах, содержит 55 рисунков и 5 таблиц. В библиографический список входят 128 наименований трудов российских и зарубежных ученых.

ГЛАВА 1. Обзор литературы по проблемам исследования

1.1. Основные положения теории надежности строительных конструкций

Формирование теории надежности как математической и технической дисциплины происходило относительно недавно при влиянии развития высокоточных отраслей промышленности – электроники, вычислительной техники, ракетостроения, приборостроения и т.п. Развитие теории надежности можно объяснить следующими важными причинами [49].

1) Одним из способов проектирования конструкций с минимальной массой является повышение расчетных сопротивлений материалов. В связи с этим коэффициент запаса, т.к. он стремится к единице, не удобен для оценки пригодности конструкции к эксплуатации. Поэтому появилась необходимость создания более универсального критерия, которым стало понятие вероятности отказа.

2) Ускорение темпов технического развития вызывает дефицит времени. Достижения научной мысли должны внедряться в производство как можно быстрее, т.к. совершенная в настоящее время модель быстро устаревает и становится неконкурентоспособной по отношению к более современной модели через некоторое время. Поэтому основанные на неоднократном проектировании и опытной проверке методы поиска оптимальных параметров конструкции в настоящее время оказываются непригодными по причине своей длительности. Актуальным становятся теоретические способы определения надежности конструкций.

3) Некоторые виды строительных конструкций (высотные здания, большепролетные конструкции, атомные электростанции и т.д.) являются крайне дорогими объектами, и опытные проверки для них неосуществимы. В этом случае очевидна необходимость применения методов теоретической оценки надежности.

4) Для зданий и сооружений с высокой социально-экономической ответственностью очень важно знать их уровень надежности, ведь их отказ

может привести к катастрофическим последствиям или большому экономическому ущербу.

5) Применение теории надежности позволяет объективно оценить вероятность отказа конструкции и возможные экономические последствия ее отказа.

Перед теорией надежности стоят две основные задачи. Первая, отражающая аспект безопасности, заключается в определении уровня надежности строительных конструкций в связи с постоянным снижением материалоемкости. Вторая задача, имеющая экономическое направление, связана с моральным старением объектов в условиях современных темпов развития технического прогресса и заключается в проектировании таких сооружений, уровень надежности которых был бы исчерпан к моменту их морального устаревания.

Исследований, направленных на изучение надежности строительных конструкций и систем, проведено еще недостаточно в связи с большой емкостью понятия надежности, которое содержит вопросы прочности, устойчивости, деформативности, долговечности и т.д. Многие из них успешно решены по отдельности или находятся в стадии решения. Более общие вопросы надежности находятся лишь в начальной стадии развития.

Первая попытка использования вероятностных методов применительно к расчетам строительных конструкций была предпринята Качини в 1911 г. Он предлагал наблюдать за прочностными свойствами материалов, нагрузками и проводить их статистическую обработку.

В 1926-1929 гг. опубликованы работы М. Майера и Н.Ф. Хоциалова, где критике подвергается метод расчета конструкций по допускаемым напряжениям и выдвигаются идеи вероятностного расчета строительных конструкций.

С 1935 г. публикуются труды Н.С. Стрелецкого о применении вероятностных методов расчета строительных конструкций. Именно он

внедрил эти методы в строительную механику и систематизировал основные принципы теории надежности применительно к строительным элементам.

Общие принципиальные вопросы применения вероятностных методов к анализу надежности сооружений получили развитие в фундаментальных исследованиях В.В. Болотина и А.Р. Ржаницына.

Научные основы теории надежности в строительном проектировании разработаны В.Д. Райзером. Проблемы надежности конструкций, лежащих на статистически неоднородном основании, рассмотрены в работах Д.Н. Соболева. Анализу надежности железобетонных конструкций посвящены работы В.П. Чиркова.

В совершенствование методов расчета на надежность и обоснованию процедур нормирования расчетных параметров строительных конструкций существенный вклад внесли работы И.Д. Грудева, А.Я. Дривинга, М.Б. Краковского, В.Д. Костюкова, А.П. Кудзиса, О.В. Лужина, А.С. Лычева, О.В. Мкртычева, В.Л. Мондруса, Ю.А. Павлова, В.Д. Потапова, В.П. Радица, А.Е. Саргсяна, Н.Н. Складнева, Б.И. Снарскиса, Ю.Д. Сухова, К.Э. Таля, А.Г. Тамразяна, С.А. Тимашева, О.В. Трифонова и др.

Следует отметить работы посвященные проблемам теории надежности в машиностроении А.С. Гусева и В.А. Светлицкого, Н.А. Николаенко и др.

Существенный вклад в исследование нагрузок, учета их сочетаний и обоснование процедур их нормирования внесен в работах М.Ф. Барнштейна, А.А. Батя, И.А. Бельшева, А.П. Булычева, Л.В. Клепикова, В.А. Отставнова, В.Н. Писчикова и др.

Наиболее значимые для теории надежности строительных конструкций зарубежные результаты получены в исследованиях О. Дитлевсена, К. Корнелла, Р. Раквица, А.М. Фрейденталя, Л. Хасофера и др. Стоит отметить труды Г. Аугусти, А. Баратта, Ф. Кашиати, Л. Ламберсона, М. Кастанеты, И. Мужевского, Г. Шпете.

Проектирование конструкций представляет собой процесс принятия решений, в ходе которого должны учитываться разные неопределенности для

получения приемлемой вероятности отказа. Для различных предельных состояний приемлемые вероятности различны, т.к. и различны последствия их реализации.

Для вероятностных расчетов в первую очередь должна быть решена детерминированная задача расчета конструкции.

Состояние конструкции в условиях эксплуатации можно характеризовать конечным числом независимых параметров. Одну часть этих параметров составляют нагрузки, в другую входит прочность материалов, третья представляет отклонение реальных условий работы конструкции от принятой расчетной схемы. Уравнение границы области допустимых состояний конструкции имеет вид:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0, \quad (1.1)$$

где $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ – функция работоспособности.

Все показатели надежности, использующиеся при формулировании нормативных требований к строительным конструкциям, представляют собой достаточно простые функции вероятности отказа за какой-либо определенный промежуток времени. Поэтому основной задачей вероятностных расчетов является вычисление вероятности отказа.

В общем случае вероятность отказа конструкции P_f при исходных параметрах, представленных случайными величинами, равна многомерному интегралу:

$$P_{rob} \{g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0\} = \int_{\Omega_n} \dots \int f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n, \quad (1.2)$$

где Ω_n – область отказовых состояний в n -мерном пространстве всех случайных величин $(x_1, x_2, \dots, x_n)$, граница которой определяется условием $g = 0$;

$f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ – совместная плотность вероятности всех случайных величин.

Если все расчетные величины разделить на две группы, где первая включает характеристики, описывающие свойства самой конструкции, а вторая

характеризует внешние воздействия, то применительно к задачам расчета на прочность условие отказа будет выражаться математически с помощью неравенства:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = R(x_1, x_2, \dots, x_m) - Q(x_{m+1}, x_{m+2}, \dots, x_n) < 0 \quad \text{или} \\ g = R - Q < 0, \quad (1.3)$$

где Q – нагрузочный эффект;

R – несущая способность, выраженная в тех же единицах что и нагрузочный эффект Q ;

g – функция работоспособности или резерв прочности.

В общем случае несущая способность и нагрузочный эффект являются случайными функциями времени, однако в данной постановке R и Q рассматриваются как случайные величины.

Вероятность отказа есть вероятность реализации неравенства (1.3):

$$P_f = P_{rob} \{g = R - Q < 0\} = \int_{-\infty}^0 f_g(g) dg, \quad (1.4)$$

где P_f – вероятность отказа;

$P_{rob}(A)$ – вероятность реализации события A ;

$f_g(g)$ – плотность распределения резерва прочности.

При взаимной независимости R и Q плотность распределения резерва прочности будет определяться выражением:

$$f_g(g) = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(g + Q) f_Q(Q) dQ, \quad (1.5)$$

где f_R – плотность распределения несущей способности R ;

f_Q – плотность распределения нагрузочного эффекта Q .

Учитывая (1.4) и (1.5), вероятность отказа будет равна:

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_Q(Q) F_R(Q) dQ \quad (1.6)$$

или
$$P_f = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} f_R(R) F_Q(R) dR,$$

где F_R – функция распределения несущей способности;

F_Q – функция распределения нагрузочного эффекта.

Для любых законов распределения R и Q математическое ожидание m_g и стандартное отклонение резерва прочности s_g будут равны:

$$m_g = m_R - m_Q; \quad s_g = \sqrt{s_R^2 + s_Q^2},$$

где m_R и s_R – математическое ожидание и стандарт распределения несущей способности;

m_Q и s_Q – математическое ожидание и стандарт распределения нагрузочного эффекта.

Число стандартов s_g , укладывающихся в интервале от $g=0$ до $g=m_g$, А.Р. Ржаницын назвал характеристикой безопасности [81]:

$$\beta = \frac{m_g}{s_g} = \frac{m_R - m_Q}{\sqrt{s_R^2 + s_Q^2}}. \quad (1.7)$$

Вероятность отказа P_f геометрически представляет собой заштрихованную площадь под кривой плотности распределения резерва прочности (рис.1.1).

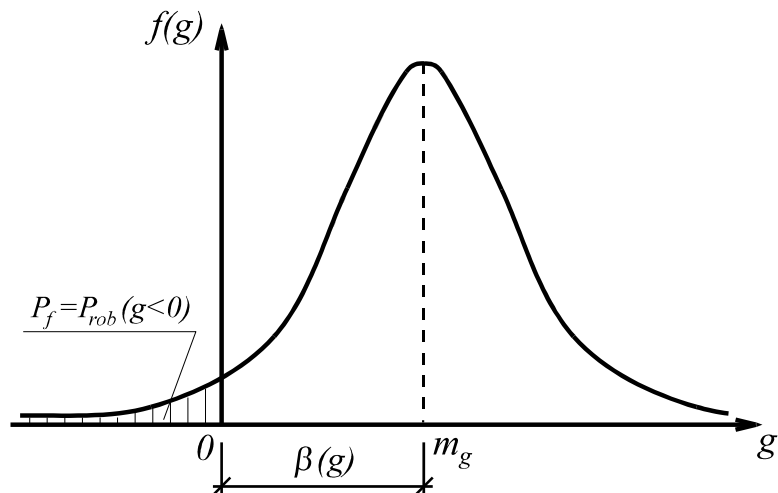


Рис.1.1. Вероятность отказа P_f

На рис.1.2 представлена зависимость между характеристикой безопасности β и вероятностью безотказной работы P_r ($P_r = 1 - P_f$).

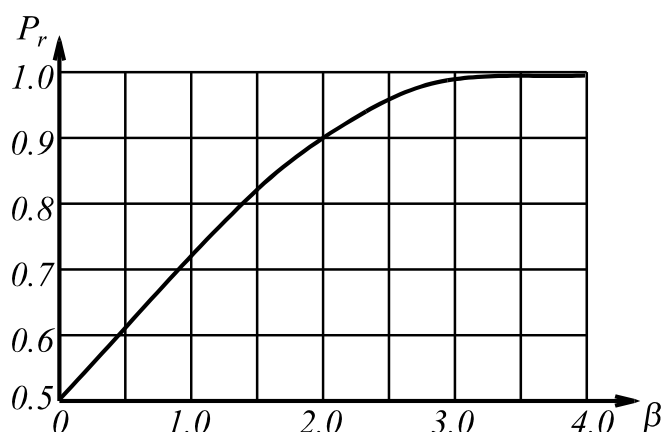


Рис.1.2. Зависимость между β и P_r

Более строгий подход к расчету надежности строительных конструкций сформулирован В.В. Болотиным [18, 20, 21]. Им разработан метод условных функций надежности, в основе которого лежит положение о том, что поведение конструкций в условиях эксплуатации описывается случайным процессом, а отказ представляется как случайный выброс из области допустимых состояний. Математический аппарат подхода основан на применении теории случайных функций.

В общую схему расчетов на надежность с учетом физических, технических и эксплуатационных аспектов входят четыре этапа. На первом этапе строится расчетная схема системы, и устанавливаются внешние случайные воздействия на нее. На втором этапе определяется стохастическое поведение системы при случайных воздействиях. Третий этап состоит в выборе пространства качества и области допустимых состояний в этом пространстве. За параметры качества принимаются значения напряжений, перемещений, усилий и другие факторы, характеризующие состояние конструкции. Область допустимых значений выбирается на основе технико-экономических параметров при учете технологических и эксплуатационных требований. На четвертом этапе строится функция надежности как дополнение до единицы вероятности случайного выброса за пределы допустимой области.

Как правило, область допустимых значений имеет случайный характер. Для конструкций, чьи стохастические свойства описываются конечным числом параметров, вначале определяется надежность внутренне детерминированной системы под действием внешних нагрузок, которые трактуются как случайный процесс. Эта надежность $P(q > z/x_1, x_2, \dots, x_n; t)$ называется условной надежностью. Она зависит от случайных параметров $(x_1, x_2, \dots, x_n)$, характеризующих свойства системы. Затем применяется формула полной вероятности и находится функция надежности для любой системы:

$$P(t) = 1 - \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int P(q > z/x_1, x_2, \dots, x_n; t) f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n, \quad (1.8)$$

где $P(q > z/x_1, x_2, \dots, x_n; t)$ – условная вероятность того, что нагрузка превышает несущую способность z при фиксированных значениях параметров прочности $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ за период времени t .

1.2. Параметры взрывного воздействия

Рассмотрим основные данные по случаям взрывов конденсированных ВВ большой мощности.

– 19.05.1995 г. Взрыв снаружи федерального здания в г. Оклахома, США. Масса заряда в тротиловом эквиваленте составила $m=2300$ кг. Конструктивная схема здания – каркасная из монолитного железобетона. В результате направленного взрыва разрушена фасадная часть здания в пределах первых двух секций, повреждены 324 здания в радиусе 16 кварталов. Погибло 166 человек.

– 25.06.1996 г. Взрыв снаружи жилого комплекса в г. Хобар, Саудовская Аравия. Конструктивная схема здания – перекрестно-стенная из сборного железобетона. В результате полностью уничтожены части двух зданий. Погибло 20 человек.

– 4.09.1999 г. Взрыв снаружи жилого 5-этажного дома в г. Буйнакск. Масса заряда в тротиловом эквиваленте $m=2700$ кг. Конструктивная схема здания – перекрестно-стенная из сборного железобетона. В результате полностью обрушились два подъезда и 2 соседних 2-этажных дома. Погибло 64 человека.

– 9.09.1999 г. Взрыв внутри жилого 9-этажного дома в г. Москва на ул. Гурьянова. Масса заряда в тротиловом эквиваленте $m=350$ кг. Конструктивная схема здания – перекрестно-стенная из сборного железобетона. В результате полностью обрушились два подъезда. Погибло более 100 человек.

– 13.09.1999 г. Взрыв внутри жилого одноподъездного 8-этажного дома в г. Москва на Каширском шоссе. Масса заряда в тротиловом эквиваленте $m=300$ кг. Конструктивная схема здания – перекрестно-стенная из силикатного кирпича. В результате здание полностью разрушено. Погибло 124 человека.

– 16.09.1999 г. Взрыв снаружи жилого 9-этажного дома в г. Волгодонск. Масса заряда в тротиловом эквиваленте $m=1000 - 1500$ кг. Конструктивная схема здания – перекрестно-стенная из сборного железобетона. В результате разрушена часть фасада в двух секциях дома, обрушилась часть перекрытий. В

были повреждены общей сложности 37 домов, в некоторых домах образовались трещины. Погиб 1 человек.

Таким образом, приведенная неполная статистика свидетельствует о широком спектре применяемых зарядов, и различных характерах взрывного воздействия. Давления, действующие на конструкции, могут достигать десятков МПа, что значительно превышает прочностные характеристики строительных материалов. В случае, когда вероятность обрушения конструкций высока, необходимо оценивать взрывобезопасность и надежность конструктивной схемы здания или сооружения как единой системы с учетом всех видов нелинейностей.

Взрыв – процесс выделения значительного количества тепловой и кинетической энергии за короткий промежуток времени, вызванный мгновенным изменением физического или химического состояния вещества или его параметров. Причины взрывов носят либо техногенный (случайные взрывы в результате утечек газопаровоздушных смесей, скопления горючих пылей), либо террористический (взрывные устройства) характер [6, 13, 31, 39].

В зависимости от источника взрывы можно разделить на химические и физические. При физическом взрыве не происходит выделение тепла, а источником является энергия сжатой газовой, газопылевой или двухфазной жидкостной системы. В химических взрывах тепловая энергия выделяется в результате химических реакций (атомные, газовые и пылевые взрывы, взрывы ВВ).

При распространении взрыва в окружающей среде можно выделить три характерные зоны (рис.1.3):

- зона исходной (несгоревшей) смеси U ;
- зона реакции R ;
- зона продуктов сгорания Pr .

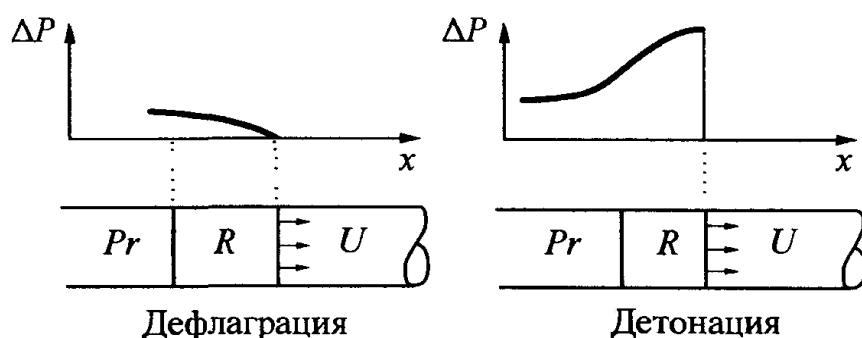


Рис.1.3. Схемы распределения давлений

Рассмотрим основные режимы взрывчатого превращения – дефлаграция и детонация. Дефлаграционный взрыв – процесс дозвукового горения, в котором перенос энергии из зоны реакции в направлении движения фронта волны осуществляется процессами диффузии и теплопроводности. Давление, плотность и температура изменяются непрерывно от зоны U до зоны Pr . В детонационном взрыве движение зоны реакции R на сверхзвуковых скоростях управляется ударным сжатием несгоревшей смеси за ударной волной [31]. Во фронте ударной волны происходит резкое скачкообразное изменение давления, плотности, скорости движения частиц и температуры [9]. Сравнение характерных признаков этих двух процессов приведены в табл.1.1.

Табл.1.1. Свойства дефлаграции и детонации

Свойства, признаки	Дефлаграция	Детонация
Давление	Умеренное до $10^2...10^5$ кПа	Высокое до 10^4 МПа
Скорость	Дозвуковая < 100 м/с	Сверхзвуковая > 1000 м/с
Зона реакции – ударный фронт	Расходятся	Взаимосвязаны
Движение продуктов взрыва	От фронта волны горения	За фронтом ударной волны

Взрывное превращение конденсированных ВВ, действие которых рассматривается в данной диссертации, происходит в режиме детонации.

Основные положения теории ударных волн были сформулированы в трудах Римана, Ренкина, Гюгонио во второй половине XIX в. Первые исследования ударных волн с учетом теплопроводности были проведены Ренкиным, который вывел для них основные дифференциальные уравнения.

Одним из наиболее важных является открытие французских ученых (Малляром и Ле-Шателье и, независимо от них, Бертло и Вьелем) в 1881 г. явления детонации в газах – распространение горения с равномерной, вполне определенной для каждого горючего состава, сверхзвуковой скоростью порядка 2-3 км/с [67].

Первая математическая модель детонационной волны в газах, опирающаяся на теорию ударных волн, была построена на рубеже XIX-XX вв. Развитие представлений о сущности и законах распространения детонации произошло в трудах В.А. Михельсона, Д. Чепмена, Э. Жуге, ставших классическими и заложивших основы гидродинамической теории детонации [67]. На первом этапе ее становления приоритет в анализе этого явления принадлежал В.А. Михельсону, который в качестве основного отличия самоустанавливающейся детонационной волны от ударной определил постоянство скорости её распространения. Согласно Чепмену, скорость распространения взрывных волн является минимально возможной. Классическая модель Чепмена-Жуге предсказывает скорость, температуру и давление продуктов детонации.

В 1940 г. Я.Б. Зельдовичем была предложена физическая модель фронта детонации и дана четкая связь между условиями протекания реакции и принципом минимума скорости детонации [39]. Тем самым было положено начало второго этапа в исследованиях детонации, сделавшего однозначными выводы гидродинамической теории и доказавшего справедливость гипотезы Чепмена-Жуге.

В разных странах практически одновременно появились очень близкие по теме работы Я.Б. Зельдовича (СССР, 1940 г.), фон Неймана (США, 1942 г.), Дёринга (Германия, 1943 г.), А.А. Гриба (СССР, 1944 г.). Важнейший вывод теории Зельдовича-Неймана-Дёринга о существовании области повышенных давлений во фронте детонационной волны получил впоследствии экспериментальное подтверждение при исследовании детонации газов и конденсированных сред [67].

Дальнейшее существенное развитие как применительно к газовым смесям, так и к конденсированным ВВ теория детонации получила в работах А.А. Гриба, А.Н. Дремина, Л.Д. Ландау, В.В. Митрофанова, Р.И. Солоухина, К.П. Станюковича, М.Е. Топчияна, В.С. Трофимова, Я.К. Трошина, Ю.Б. Харитона, К.К. Шведова и др.

Стоит отдельно отметить Михаила Александровича Садовского [84] как одного из основоположников науки о физике взрыва, чьи основные труды посвящены вопросам теории взрыва, изучению его разрушающего действия.

На рис.1.4 приведен закон изменения давления в некоторой точке пространства при взрыве.

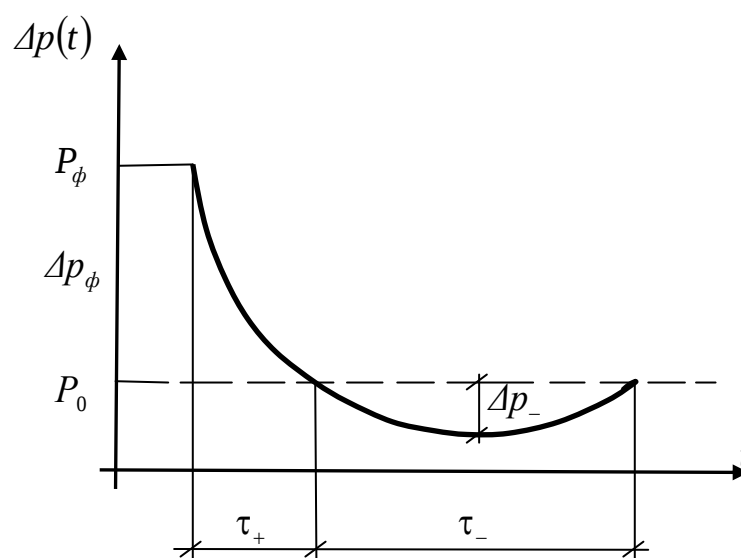


Рис.1.4. Изменение давления в фиксированной точке пространства

В общем случае для расчета конструкций должны быть известны следующие параметры воздушной ударной волны [77]:

- перепад давления на фронте ударной волны Δp_ϕ , т.е. превышение давления p_ϕ над атмосферным p_0 ;
- время действия фазы сжатия τ_+ , в течение которого текущее давление в волне $p(t)$ превышает атмосферное p_0 ;
- амплитуда фазы разрежения Δp ; ее длительность τ_- .

Степень разрушения зданий и сооружений при воздействии ударной волны определяется давлением фазы сжатия, т.к. оно значительно превышает давление фазы разрежения. Кроме того необходимо рассчитывать закон изменения давления во времени $\Delta p(t)$. Знание давления Δp_ϕ позволяет по теоретическим зависимостям определить скорость распространения ударной волны D_ϕ , длину волны λ и др. [77]

При разлете продукты детонации на границе заряда ВВ начинают взаимодействовать с окружающей средой [67]. При взрыве в незамкнутом пространстве продукты детонации через некоторое время займут предельный объем v_∞ , при котором остаточное давление продуктов детонации будет равно атмосферному давлению p_0 . Продукты детонации типичных ВВ расширяются приблизительно в 800-1600 раз относительно начального объема v_0 . Отсюда следует, что при взрыве заряда сферической формы предельный радиус объема, образованного продуктами детонации, будет в 10-12 раз больше начального радиуса заряда r_0 .

Для сферического взрыва объем $v_{уд\infty}$, занятый ударной волной, при $v = v_\infty$ будет определяться соотношением:

$$v_{уд\infty} \geq \left(1 - \left(1 - \frac{(\gamma - 1)}{2} \right)^3 \right) v_\infty, \quad (1.9)$$

где γ – показатель изоэнтропы (адиабаты) воздуха.

Отсюда, разлагая в ряд и пренебрегая членами 2-го и 3-го порядка малости:

$$v_{уд\infty} \geq \frac{3}{2}(\gamma - 1)v_{\infty} = 0,5v_{\infty} \approx 500v_0 \text{ при } \gamma = \frac{7}{5}. \quad (1.10)$$

Таким образом, воздушная ударная волна к моменту завершения процесса расширения продуктов взрыва располагается на их поверхности в виде относительно тонкого слоя.

На расстояниях предельного расширения продуктов детонации от центра взрыва порядка $10-12r_0$ среднее давление в ударной волне будет составлять порядка 5 МПа. Далее давление начинает падать, примерно, обратно пропорционально квадрату расстояния r^2 , что на расстоянии $25r_0$ приводит к среднему давлению равному примерно 1 МПа.

Дальнейшее падение давления будет менее интенсивным, а сама ударная волна уже не будет сильной. Поэтому если разрушения определяются давлением ударной волны, то расстояние в $25-30r_0$ можно считать предельным в смысле ее сильного воздействия на среду, окружающую источник взрыва.

Для оценки степени повреждения конструкций зданий и сооружений могут использоваться аналитические формулы и эмпирические зависимости. Например, для типовых кирпичных зданий и промышленных сооружений на основе обработки наблюдаемых разрушений от бомбардировок в период Второй мировой войны было получено соотношение:

$$r = \frac{Km^{1/3}}{\left(1 + \left(\frac{3180}{m}\right)^2\right)^{1/6}}, \quad (1.11)$$

где r – расстояние от центра взрыва, м;

m – масса заряда, кг;

K – коэффициент, определяющий степень разрушения здания воздушной ударной волной:

$K = 3,8$ – полное разрушение здания;

$K = 5,6$ – 50% здания разрушено;

$K = 9,6$ – здание непригодно для проживания;

$K = 28$ – умеренные разрушения, повреждение внутренних мало прочных перегородок;

$K = 56$ – малые повреждения, разбито более 10% стекол.

1.3. Расчет строительных конструкций на взрывное воздействие

Расчет строительных конструкций на взрывные воздействия осуществляется методами динамики сооружений, в которых можно выделить следующие основные направления [77].

1) Упрощенные методы расчета, основанные на использовании эквивалентных статических нагрузок, получаемых в результате анализа данных динамических расчетов.

2) Приближенные динамические методы, позволяющие при решении обыкновенных дифференциальных уравнений получить расчетные аналитические зависимости.

3) Численные методы высокой точности с использованием различных моделей работы материала (диаграмм $\sigma - \varepsilon$).

Расчет производится, в основном, по первой группе предельных состояний для защиты конструкций от потери полной несущей способности по причине пластического или хрупкого разрушения. В конструктивных узлах и элементах возможны значительные пластические деформации. Допускается разрушение нескольких конструктивных элементов при взрывном воздействии высокой интенсивности. При этом в зданиях и сооружениях не должно происходить прогрессирующего обрушения.

В расчетах применяются расчетные динамические прочностные материалы, в которых учтены динамическое упрочнение материалов и низкая вероятность взрывной нагрузки. Они определяются путем умножения нормативных значений сопротивлений на соответствующие коэффициенты условий работы. Например, для бетона:

$$R_{bd} = \gamma_{bv} \cdot R_{bn}, \quad (1.12)$$

где R_{bd} – нормативная призмная прочность бетона;

γ_{bv} – коэффициент условия работы, принимаемый в зависимости от скорости деформаций ε_b .

Рассмотрим метод эквивалентной статической нагрузки.

Расчет конструкций выполняется на особое сочетание нагрузок, в которых воздействие взрыва заменяется на эквивалентную статическую нагрузку, вызывающую в конструкциях те же усилия, что и динамическая нагрузка. Эквивалентная статическая нагрузка приложена по нормали к поверхности и определяется по формуле [77]:

$$p_{v1,v2} = \Delta p_{\max,\min} \cdot k_{d1,d2}, \quad (1.13)$$

где $\Delta p_{\max}$ – скачок давления во фронте ударной волны для фазы сжатия или разрежения;

$k_{d1,d2}$ – коэффициенты динамичности.

Коэффициенты динамичности $k_{d1,d2}$ при расчете по несущей способности и при расчете по ограничению пластической или упругой деформации определяют в зависимости от временных параметров взрывной нагрузки $\theta = \frac{2 \cdot \tau_+}{n + 1}$ (где n определяется в зависимости интенсивности взрывного воздействия), собственных частот колебаний конструкций ω и коэффициента пластичности χ .

Данный подход можно применять для ударных волн большой продолжительности при $\tau_+ \geq 0,1\text{с}$ или $\omega\theta \geq 20$. В этом случае степень повреждений конструкций может определяться по табл.1.2 [9].

Табл.1.2. Степень повреждений конструкций

Здания и сооружения	Давление 0,1 МПа, при котором наступает разрушение		
	полное	сильное	Слабое
Промышленные здания с металлическим или железобетонным каркасом	0,5 – 0,8	0,3 – 0,5	0,05 – 0,2
Многоэтажные жилые дома с каменными стенами (более трех этажей)	0,3 – 0,4	0,2 – 0,3	0,05 – 0,1
Малозэтажные (1 – 3 этажа) каменные дома с металлическим каркасом	0,35 – 0,45	0,25 – 0,35	0,07 – 0,15

Укрытия простейшего типа	1 – 2	–	0,15 – 0,2
Подвальные убежища	1,5 – 2	–	0,7 – 1
Металлические и железобетонные мосты	2 – 10	–	0,5 – 2

При полных разрушениях разрушаются все несущие конструкции, восстановление зданий и сооружений невозможно. При сильных происходит разрушение большей части несущих конструкций, в зданиях сохраняются подвалы, часть каркаса, стены нижних этажей [9]. При слабых разрушениях частично разрушаются отдельные части здания: перегородки, крыши, легкие постройки и т.п.

Существуют приближенные динамические методы, которые основаны на представлении конструкций в виде системы с конечным числом степеней свободы, определяемым условиями расчета и видом конструкции. Число степеней свободы ограничивается путем выбора форм перемещений, вносящих основной вклад в рассматриваемый процесс, что целесообразно при действии кратковременных нагрузок [9, 13].

При расчете в упругой стадии движение конструкции с одной степенью свободы описывается уравнением:

$$L(w) + m \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = p(t) \cdot f_1(M), \quad (1.14)$$

где $w(M, t)$ – перемещение точки M конструкции;

$L(w)$ – дифференциальный оператор, в который входят производные только по пространственным координатам;

$p(t) = pf(t)$ – параметр, определяющий максимальную погонную динамическую нагрузку;

$f_1(M), f(t)$ – функции, характеризующие изменение нагрузки по поверхности конструкций и во времени соответственно;

m – погонная масса конструкции.

Динамическое перемещение конструкции:

$$w(M, t) = pF(M) \cdot T(t), \quad (1.15)$$

где $F(M)$ – функция от пространственных координат (форма прогибов), которая описывает перемещение конструкций от действия статической нагрузки интенсивностью $f_1(M)$ и определяется при решении уравнения, удовлетворяющего граничным условиям на границах конструкций.

Функция динамичности $T(t)$ показывает изменение во времени перемещений конструкций и усилий. Используя метод Бубнова-Галеркина, получим уравнение:

$$\ddot{T}(t) + \omega^2 \cdot T(t) = \omega^2 \cdot f(t), \quad (1.16)$$

где ω – частота собственных колебаний конструкций, соответствующая принятой форме колебаний, которая совпадает с формой прогиба от статической нагрузки $f_1(M)$.

Частота ω определяется выражением:

$$\omega = \frac{\int f_1(M) \cdot F(M) \cdot dM}{m \int F^2(M) \cdot dM}. \quad (1.17)$$

Таким образом, можно определить перемещение конструкции $w(M, t)$ в любой момент времени.

Использование аналитических методов применительно к расчету сложных многоэлементных систем является трудной задачей, которая еще больше усложняется при учете различных видов нелинейностей. Для таких исследований необходимо использовать численные методы, реализованные в современных программных комплексах и использующие возможности высокопроизводительных ЭВМ [1, 12].

С одной стороны, численные методы обладают высокой точностью, позволяют учесть важные свойства рассматриваемых объектов и физику процессов. С другой, методы являются инструментом высокой сложности в руках исследователя, обладающего знаниями в различных, часто даже не связанных областях науки, и требуют тщательной оценки получаемых

результатов на основе имеющихся достоверных решений и экспериментальных данных. Наиболее распространенными в динамике сооружений являются метод конечных элементов (МКЭ) и метод конечных разностей (МКР) [11].

МКЭ – вариационно-разностный метод, в котором рассматриваемое тело представляется как совокупность конечных элементов – частей простой формы, соединяющихся в отдельных точках. Далее выбирается система функций, аппроксимирующая искомые величины внутри каждого конечного элемента через приближенные решения в узловых точках. Наилучший результат таких приближений достигается применением подходов, основанных на вариационных принципах (минимизация энергии) или на методе взвешенных невязок, что приводит к системе уравнений с неизвестными значениями приближенного решения в узловых точках [29, 40, 97].

МКЭ является более эффективным и распространенным методом. Его отличает инвариантность по отношению к геометрии тела и физическим характеристикам материала, относительная простота учета взаимодействия элементов с окружающей средой, высокая автоматизация этапов расчета.

В численных исследованиях динамического воздействия взрыва на конструкции могут использоваться современные программные комплексы, в основе которых лежит МКЭ и используются различные схемы прямого интегрирования уравнений движения.

Дифференциальные уравнения движения системы с конечным числом степеней свободы [37, 43] в матричной форме могут быть записаны в виде [48, 50]:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f}^a, \quad (1.18)$$

где $\mathbf{u}$ – искомый вектор узловых перемещений;

$\dot{\mathbf{u}} = \mathbf{v}$ – вектор узловых скоростей;

$\ddot{\mathbf{u}} = \mathbf{a}$ – вектор узловых ускорений;

$\mathbf{M}$ – матрица масс;

$\mathbf{C}$ – матрица демпфирования;

$\mathbf{K}$ – матрица жесткости;

$\mathbf{f}^a$ – вектор приложенных нагрузок.

Решения системы (1.18) может производиться с использование неявных и явных методов прямого интегрирования уравнений движения.

При использовании метода Ньюмарка, реализующего неявную схему интегрирования, выражение (1.18) в момент времени t_{n+1} представляется в виде [31, 120]:

$$\mathbf{M}\mathbf{\ddot{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{C}\mathbf{\dot{u}}_{t+\Delta t} + \mathbf{K}\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{f}_{t+\Delta t}^a. \quad (1.19)$$

Разностная аппроксимация узловых ускорений $\mathbf{\ddot{u}}$, скоростей $\mathbf{\dot{u}}$ и перемещений $\mathbf{u}$ имеет вид, соответственно:

$$\mathbf{\ddot{u}}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\alpha\Delta t^2}(\mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{u}_t) - \frac{1}{\alpha\Delta t}\mathbf{\dot{u}}_t - \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right)\mathbf{\ddot{u}}_t, \quad (1.20)$$

$$\mathbf{\dot{u}}_{t+\Delta t} = \mathbf{\dot{u}}_t - \Delta t(1-\delta)\mathbf{\ddot{u}}_t + \delta\Delta t\mathbf{\ddot{u}}_{t+\Delta t}, \quad (1.21)$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \mathbf{\dot{u}}_t\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha\right)\mathbf{\ddot{u}}_t + \alpha\mathbf{\ddot{u}}_{t+\Delta t}\right]\Delta t^2. \quad (1.22)$$

где α и δ – параметры интегрирования.

Введем обозначения:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\alpha\Delta t^2}; \quad a_1 = \frac{\delta}{\alpha\Delta t}; \quad a_2 = \frac{1}{\alpha\Delta t}; \quad a_3 = \frac{1}{2\alpha} - 1; \quad a_4 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; \\ a_5 &= \frac{\Delta t}{2}\left(\frac{\delta}{\alpha} - 2\right); \quad a_6 = \Delta t(1-\delta); \quad a_7 = \delta\Delta t. \end{aligned} \quad (1.23)$$

Учитывая (1.20-1.22), для (1.19) получим:

$$\begin{aligned} (a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{C} + \mathbf{K})\mathbf{u}_{t+\Delta t} &= \\ &= \mathbf{f}_{t+\Delta t}^a + \mathbf{M}(a_0\mathbf{u}_t + a_2\mathbf{\dot{u}}_t + a_3\mathbf{\ddot{u}}_t) + \mathbf{C}(a_1\mathbf{u}_t + a_4\mathbf{\dot{u}}_t + a_5\mathbf{\ddot{u}}_t) \end{aligned} \quad (1.24)$$

Обозначим:

$$\begin{aligned} \tilde{\mathbf{K}} &= a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{C} + \mathbf{K}; \\ \tilde{\mathbf{f}}_{t+\Delta t}^a &= \mathbf{f}_{t+\Delta t}^a a_0 + \mathbf{M}(a_0\mathbf{u}_t + a_2\mathbf{\dot{u}}_t + a_3\mathbf{\ddot{u}}_t) + \mathbf{C}(a_1\mathbf{u}_t + a_4\mathbf{\dot{u}}_t + a_5\mathbf{\ddot{u}}_t) \end{aligned} \quad (1.25)$$

Тогда (1.24) примет вид:

$$\tilde{\mathbf{K}}\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \tilde{\mathbf{f}}_{t+\Delta t}^a. \quad (1.26)$$

Отсюда вектор узловых перемещений:

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \tilde{\mathbf{K}}^{-1} \tilde{\mathbf{f}}_{t+\Delta t}^a \quad (1.27)$$

Из (1.27) видно, что при решении задач в линейной постановке вычисление $\mathbf{u}_{t+\Delta t}$ сводится к решению системы линейных алгебраических уравнений.

При решении задач в нелинейной постановке (учет физической, геометрической нелинейностей) элементы матрицы $\mathbf{K}$ будут зависеть не только от свойств материала конструкций, но и от ее напряженно-деформированного состояния, т.е. от вектора перемещений $\mathbf{u}_t$, что усложняет задачу и приводит к решению нелинейных алгебраических уравнений на каждом шаге интегрирования по времени.

В таком случае более эффективными являются методы, основанные на явных схемах интегрирования уравнений движения системы. В программном комплексе LS-DYNA при прямом интегрировании используется метод центральных разностей [117]. Особенность явных методов заключается в том, что узловые ускорения $\mathbf{a}$ и скорости $\mathbf{v}$ в расчете являются неизвестными (в числе узловых степеней свободы) и вычисляются напрямую, а не путем дифференцирования перемещений.

Для определения перемещений вместо (1.19) используется выражение (1.28) с запаздыванием по времени:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_t + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}_t + \mathbf{K}\mathbf{u}_t = \mathbf{f}_t^a. \quad (1.28)$$

Явные методы используют рекуррентные соотношения, которые выражают перемещения, скорости и ускорения на данном шаге через их значения на предыдущих шагах.

Вектор ускорений:

$$\mathbf{a}_t = \mathbf{M}^{-1}(\mathbf{f}_t^{ext} - \mathbf{f}_t^{int}), \quad (1.29)$$

где $\mathbf{f}_t^{ext}$ – вектор внешних сил;

$\mathbf{f}_t^{int}$ – вектор внутренних сил.

В частном случае:

$$\mathbf{f}_t^{int} = \sum \left(\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} d\Omega + \mathbf{f}_t^{cont} \right), \quad (1.30)$$

где $\mathbf{B}$ – матрица деформаций-перемещений;

$\boldsymbol{\sigma}$ – вектор напряжений;

$\mathbf{f}_t^{cont}$ – вектор контактных сил.

Векторы скоростей и перемещений на соответствующем шаге определяются следующим образом:

$$\mathbf{v}_{t+\Delta t/2} = \mathbf{v}_{t-\Delta t/2} + \mathbf{a}_t \Delta t, \quad (1.31)$$

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \mathbf{v}_{t+\Delta t/2} \frac{\Delta t_t + \Delta t_{t+\Delta t}}{2}. \quad (1.32)$$

При использовании диагональной матрицы масс можно вычислить обратную матрицу, тем самым упростив расчет и уменьшив время одной итерации. Таким образом, явные методы не связаны с решением систем алгебраических уравнений. Наиболее трудоемкой операцией представляется вычисление $\mathbf{f}_t^{int}$, в котором учтены все виды нелинейностей.

Рассмотренные выше схемы интегрирования уравнений движения имеют как свои преимущества, так и недостатки. Например, опыт применения явных методов свидетельствует о наличии существенного недостатка, состоящего в быстром накоплении погрешности при вычислениях. Проведем сравнение неявных и явных методов.

При решении задач численными методами дискретизация дифференциальных уравнений осуществляется на сетке конечных размеров, поэтому решение полученной системы алгебраических уравнений всегда будет отличаться от точного решения дифференциальных уравнений, и их разность определит ошибку численного решения. Понятие сходимости значит, что ошибка решения должна стремиться к нулю по мере уменьшения размеров элементов сетки до нуля.

Свойство согласованности состоит в соответствии системы полученных в результате дискретизации алгебраических уравнений первоначальным дифференциальным уравнениям в каждой узловой точке при стремлении размеров сетки к нулю. Обратный переход от алгебраических уравнений к дифференциальным можно выполнить, используя ряд Тейлора. В результате такого перехода для условия согласованности должны получиться первоначальные дифференциальные уравнения и остаточный член, который называется ошибкой аппроксимации. Структура остаточного члена должна быть такой, чтобы он обращался в ноль при измельчении сетки.

Точное решение системы алгебраических уравнений на ЭВМ получить невозможно по причине ошибок, связанных с округлением до конечного числа значащих цифр на каждом шаге расчета. Понятие устойчивости связано с ростом или затуханием таких ошибок. Метод является устойчивым, если пренебрежимо мал суммарный эффект всех ошибок округления, появляющихся в процессе применения его алгоритма. Наиболее распространенными способами оценки устойчивости являются матричный метод и метод Неймана, однако они применимы только к линейным уравнениям. Таким образом, при наличии условия согласованности, устойчивость является необходимым и достаточным для линейных систем условием сходимости.

Точность решения зависит от величины ошибки решения, которая в свою очередь определяется величиной ошибки аппроксимации. Поэтому измельчение сетки очень часто повышает точность расчета, однако увеличивает время его выполнения. Точность, достигаемая в расчете на единицу времени, определяет вычислительную эффективность метода (алгоритма). Таким образом, метод при котором на крупной сетке достигается умеренная точность за малое время, может быть также эффективен, как другой метод, дающий высокую точность на мелкой сетке за большее время.

В большинстве случаев получить прямое (теоретическое) подтверждение сходимости невозможно. Однако можно получить численные решения на последовательно измельчаемых сетках и определить ошибку решения. На

основании убывания или роста ошибки можно сделать вывод о сходимости решения. Помимо этого, необходимо проверить, будет ли изменяться решение в рамках определенной степени точности.

Главным достоинством применения явных схем является простота решения получаемой системы алгебраических уравнений. Однако для жестких систем (систем с плохо обусловленной матрицей) явные схемы требуют ограничений на шаг интегрирования по времени, связанных с условием устойчивости. В ряде случаев необходимо ограничивать шаг по времени для получения приемлемой точности, несмотря на то, что решение будет устойчивым при довольно большом шаге.

Применение неявных схем иногда позволяет добиваться устойчивости при достаточно большом шаге по времени. Но в случае нелинейной задачи на каждом шаге требуется решение системы нелинейных алгебраических уравнений. Для получения же требуемого уровня точности могут понадобиться мелкая сетка и малый шаг по времени, что приводит к значительному увеличению расчетного времени.

Сравнительный анализ схем прямого интегрирования уравнений движения показывает, что при оценке надежности отдельных элементов, а также зданий и сооружений в целом при расчете на взрывные воздействия с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей наиболее эффективным является применение явных схем интегрирования.

ГЛАВА 2. Особенности детерминированного решения при расчете конструкций на взрывное воздействие

2.1. Постановка задачи и основные разрешающие уравнения

Приведем основные уравнения газовой динамики, используемые при решении задач, связанных с газодинамикой взрыва, в векторной форме и эйлеровой постановке [67].

Уравнение сохранения массы:

$$\dot{\rho} + \rho \operatorname{div}(\mathbf{v}) = 0, \quad (2.1)$$

где $\dot{\rho}$ – производная плотности по времени;

$\mathbf{v}$ – вектор скорости.

Уравнение сохранения количества движения при отсутствии массовых сил:

$$\dot{\mathbf{v}} = \mathbf{f} - \frac{1}{\rho} \operatorname{grad}(p), \quad (2.2)$$

где $\dot{\mathbf{v}}$ – вектор ускорения заданной частицы среды, передвигающейся в пространстве;

$\mathbf{f}$ – вектор массовых сил, отнесенный к единице массы;

p – давление.

Уравнение сохранения энергии:

$$\dot{E} + \mathbf{v} \operatorname{grad}(E) - \frac{p}{\rho^2} \left(\dot{\rho} + \mathbf{v} \operatorname{grad}(\rho) \right) = 0, \quad (2.3)$$

где E – внутренняя энергия, отнесенная к единице массы.

Векторные уравнения газовой динамики (2.1-2.3) при $\mathbf{f} = 0$ в координатной форме в прямоугольной системе координат примут вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \rho}{\partial t} + u \frac{\partial \rho}{\partial x} + v \frac{\partial \rho}{\partial y} + w \frac{\partial \rho}{\partial z} + \rho \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) &= 0, \\ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} &= 0, \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} &= 0, \\ \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} &= 0, \\ \frac{\partial E}{\partial t} + u \frac{\partial E}{\partial x} + v \frac{\partial E}{\partial y} + w \frac{\partial E}{\partial z} - \frac{p}{\rho^2} \left(\frac{\partial \rho}{\partial t} + u \frac{\partial \rho}{\partial x} + v \frac{\partial \rho}{\partial y} + w \frac{\partial \rho}{\partial z} \right) &= 0, \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

где u, v, w – проекции вектора скорости $\mathbf{v}$ на оси координат.

При заданных начальных и граничных условиях параметры $\mathbf{v}$, p , и E , которые являются функциями координат и времени, характеризуют движение и состояние идеального газа. Для получения замкнутой системы уравнения (2.4) необходимо дополнить уравнением состояния, которое характеризует сжимаемость материала:

$$p = p(\rho, E). \quad (2.5)$$

Из опытных данных известно, что действие взрыва компактного заряда ВВ произвольной формы на расстояниях, превышающих его характерный размер, эквивалентно действию взрыва сферического заряда той же массы. Таким образом, для анализа эффективности взрыва заряда произвольной формы на достаточно больших расстояниях можно использовать соответствующие закономерности, справедливые для зарядов сферической формы.

Для одномерных адиабатных движений среды, когда все параметры среды зависят от одной геометрической координаты и времени, основная система дифференциальных уравнений примет вид:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial r} u + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial r} &= 0, \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial r} + \frac{2\rho u}{r} = 0, \\ \frac{\partial E}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial r} u - \frac{p}{\rho} \left(\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho}{\partial r} u \right) &= 0, \\ p &= p(\rho, E) \end{aligned} \right\} \quad (2.6)$$

2.2. Решение задачи о расчете железобетонной стены на взрывное воздействие различными методами

Средства программного комплекса LS-DYNA позволяют проводить моделирование взрывного воздействия в различных математических постановках.

Рассмотрим железобетонную стену сечением 0,25 м, высотой $h = 3$ м, длиной $l = 6$ м. В верхнем уровне стены приложена вертикальная равномерно распределенная нагрузка $q_p = 1600$ кН/м, что соответствует напряженному состоянию стены нижнего яруса многоэтажного здания.

На высоте 1,5 м от уровня пола расположен заряд ВВ тринитротолуола (ТНТ) массой $m = 50$ кг, который детонирует на расстоянии 0,5 м от железобетонной стены.

Материал – бетон класса В25. Физическая нелинейность учитывалась с помощью диаграммы Прандтля с пределом текучести, равным нормативному сопротивлению бетона на сжатие, и предельными пластическими деформациями ε (рис.2.1). [23, 41].

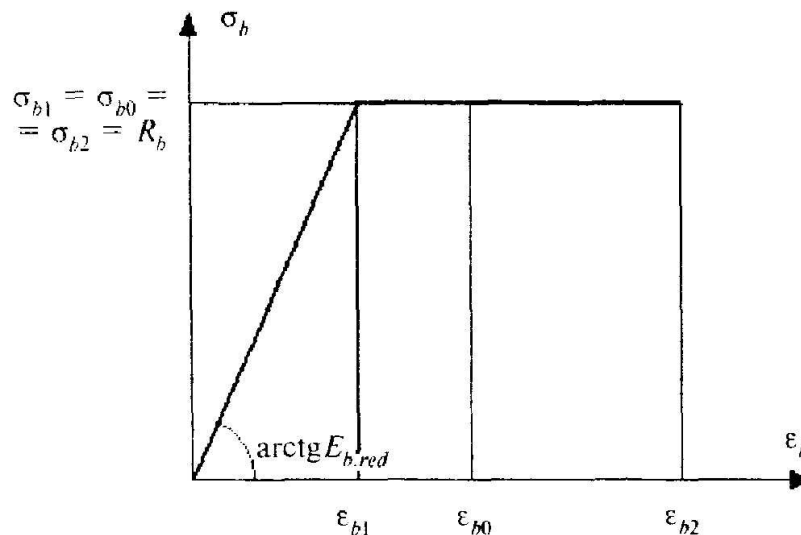


Рис.2.1. Диаграмма работы бетона

При моделировании детонационных процессов наиболее распространенным уравнением состояния (2.5), позволяющим с высокой точностью описывать свойства продуктов детонации в различных задачах и

имеющим широкую базу исходных данных для различных ВВ, является уравнение состояния Джонса-Уилкинса-Ли (JWL):

$$p = A \cdot \left(1 - \frac{\omega}{R_1 \cdot V}\right) \cdot e^{R_1 \cdot V} + B \cdot \left(1 - \frac{\omega}{R_2 \cdot V}\right) \cdot e^{R_2 \cdot V} + \frac{\omega \cdot E_0}{V}, \quad (2.7)$$

где $V = \frac{\rho_0}{\rho} = \frac{v}{v_0}$ – относительный удельный объем;

$A, B, C, R_1, R_2, \omega$ – эмпирические константы;

E_0 – внутренняя энергия на единицу объема [67].

Коэффициенты уравнения JWL и параметры Чепмена-Жуге для некоторых ВВ приведены в табл.2.1.

Табл.2.1. Параметры Чепмена-Жуге и коэффициенты уравнения JWL

Вид ВВ	Параметры Чепмена-Жуге					Коэффициенты уравнения JWL					
	ρ_0 , г/см ³	P , ГПа	D , км/с	E_0 , ГПа	Γ	A , ГПа	B , ГПа	C , ГПа	R_1	R_2	ω
ТЭН	1,500	22,0	7,45	8,56	2,788	625,3	23,290	1152	5,25	1,60	0,28
Тетрил	1,730	28,5	7,91	8,20	2,798	586,8	10,671	0,774	4,40	1,20	0,28
ТНТ	1,630	21,0	6,93	7,0	2,727	371,2	3,231	1,045	4,15	0,95	0,30

Для моделирования движения среды (газа), в том числе в рассматриваемой задаче о взрыве, могут быть использованы различные подходы. В частности, к ним относятся: лагранжевый, эйлеровый и лагранжево-эйлеровый подходы, также может применяться бессеточный метод сглаженных частиц (SPH – Smoothed Particle Hydrodynamics).

Лагранжевый подход сводится к определению параметров состояния (плотности, давления, температуры или энтропии) и движения (скорости и координат) каждой фиксированной частицы среды для любого момента времени [14, 63, 67].

Для моделирования конструкции и заряда использовались лагранжевые объемные конечные элементы (рис.2.2).

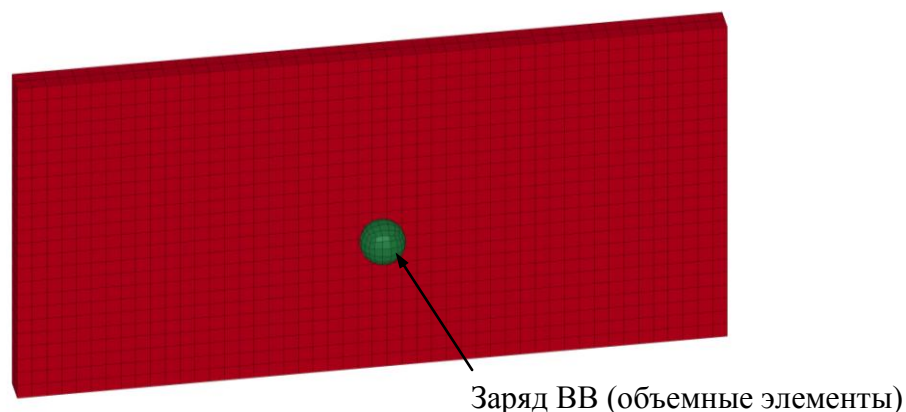


Рис.2.2. Расчетная модель в лагранжевой постановке

Эйлеровый подход сводится к определению для каждой заданной точки в пространстве зависимости указанных параметров от времени, когда все параметры среды рассматриваются как функции координат и времени, т.е. материал течет через фиксированную в пространстве сетку [14, 67].

При использовании лагранжево-эйлерового подхода материал течет через деформирующуюся и движущуюся в пространстве сетку. При этом могут использоваться процедуры автоматической перестройки и сглаживания конечно-элементной сетки при вырождении элементов – произвольные лагранжево-эйлеровые сетки (ALE – Arbitrary Lagrangian-Eulerian) [6].

В определенных случаях в одной модели целесообразно использовать одновременно лагранжевый и эйлеровый подходы для описания работы различных частей. При моделировании взаимодействия рассматриваемых частей может быть использован алгоритм лагранжево-эйлерового связывания (FSI – Fluid-Structure Interaction).

В данной постановке для решения задачи необходимо описать область, заполненную материалом с низкой плотностью – воздухом. Для описания сжимаемости воздушной области было выбрано линейное полиномиальное уравнение состояния:

$$p = C_0 + C_1 \cdot \mu + C_2 \cdot \mu^2 + C_3 \cdot \mu^3 + (C_4 + C_5 \cdot \mu + C_6 \cdot \mu^2) \cdot E_0, \quad (2.8)$$

где $C_0, \dots, C_6$ – коэффициенты уравнения; $\mu = \frac{\rho}{\rho_0} - 1$.

При решении задачи использовались (рис.2.3) лагранжевые объемные конечные элементы для конструкции, эйлеровые объемные конечные элементы для заряда ВВ и воздушной области.

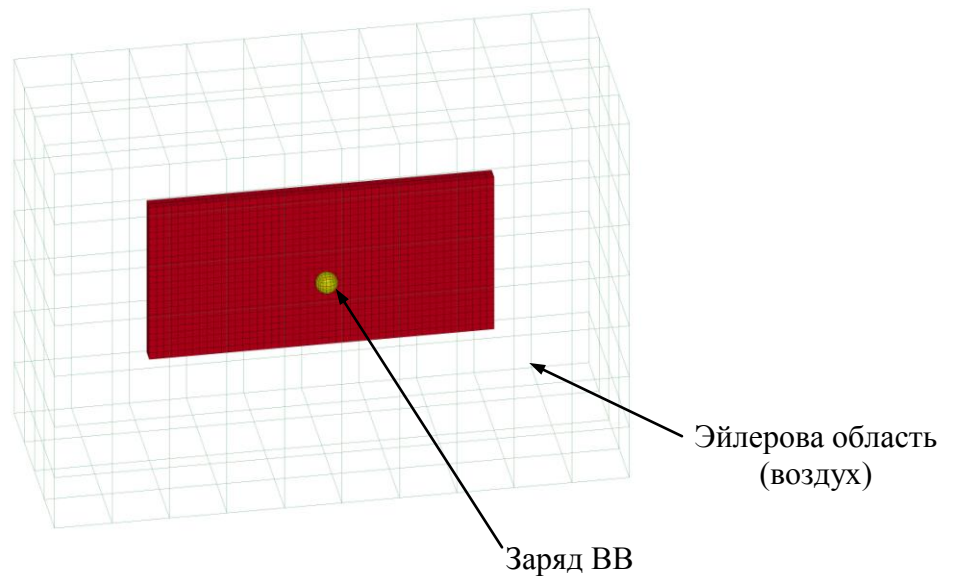


Рис.2.3. Расчетная модель в лагранжево-эйлеровой постановке

Рассмотрим SPH-метод численного решения системы уравнений Навье-Стокса, описывающих движение жидкости и газа. Метод предполагает деление газа на дискретные элементы, называемые частицами (рис.2.4). Параметры любой частицы определяются через характеристики соседних частиц по формуле [63, 118]:

$$A_s(r) = \sum_j m_j \frac{A_j}{\rho_j} W(r - r_j, h), \quad (2.9)$$

где A_j – значение некоторой величины в точке j ;

W – функция сглаживания или функция ядра;

h – «длина сглаживания» или расстояние, на котором свойства частиц «сглаживаются» функцией ядра;

ρ_j – плотность;

r_j – местоположение частицы;

m_j – масса частицы.

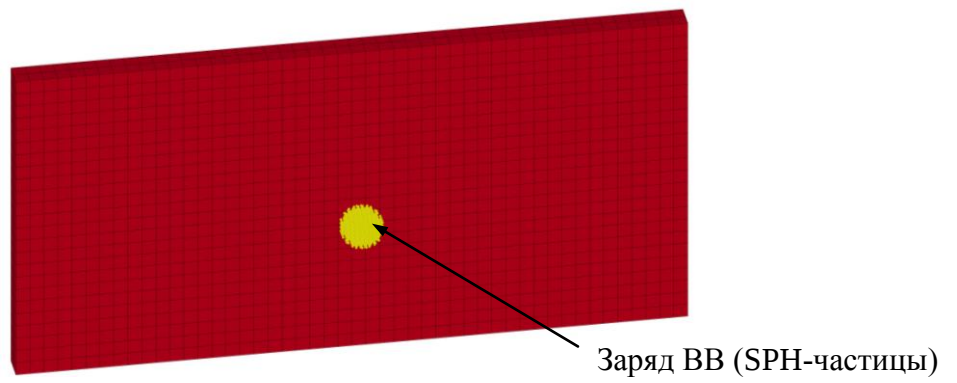


Рис.2.4. Расчетная модель для SPH-метода

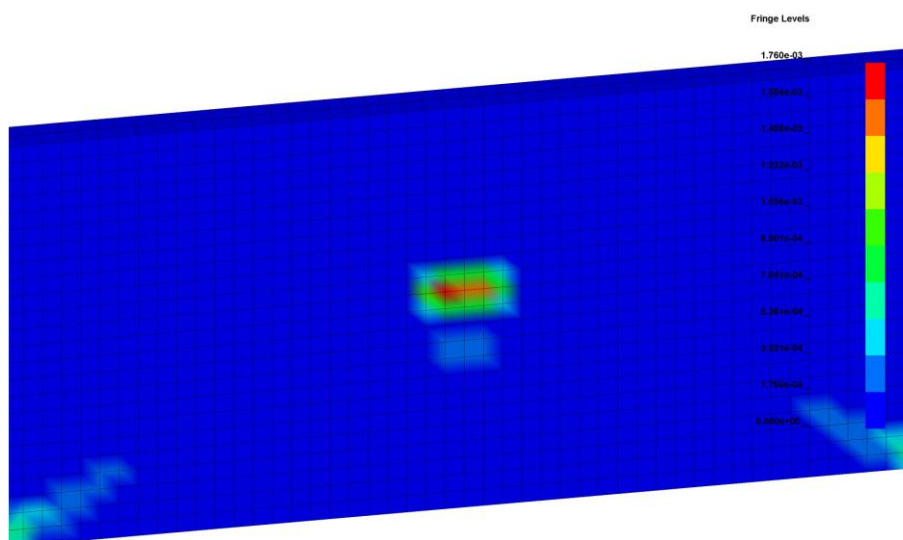
В качестве функции ядра часто используют функцию Гаусса или кубический сплайн.

Например, плотность ρ_i частицы i может быть выражена как:

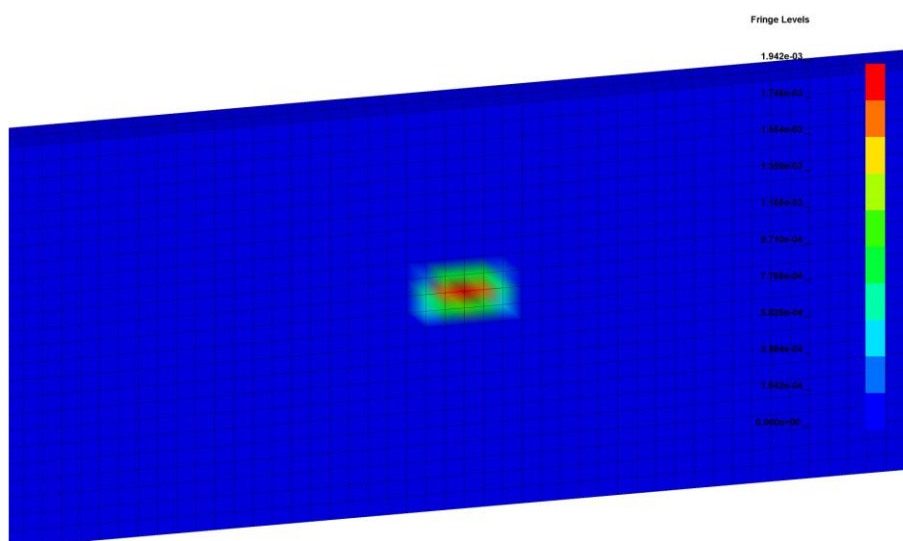
$$\rho_s(r) = \sum_j m_j \frac{\rho_j}{\rho_j} W(r - r_j, h).$$

2.3. Сравнительный анализ результатов численных исследований и экспериментальных данных

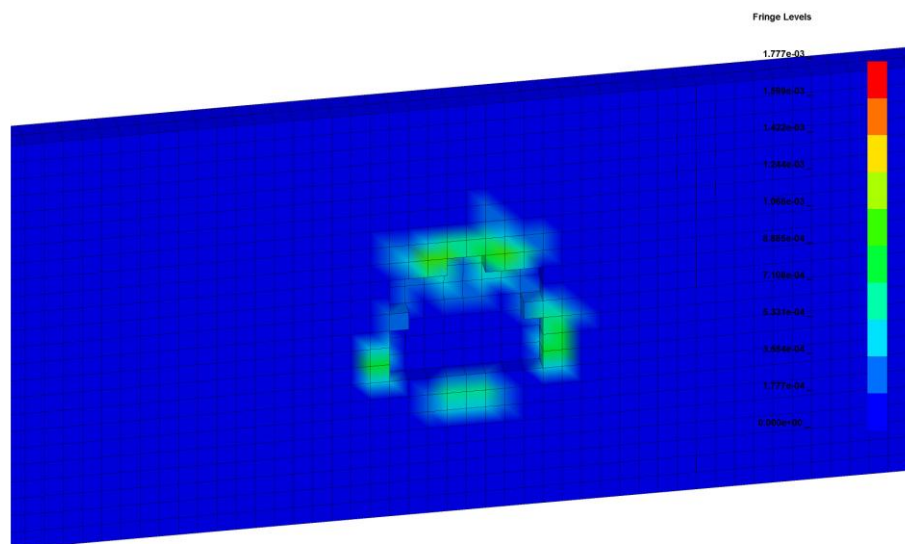
На рис.2.5 приведены изополя интенсивности пластических деформаций ε_i , полученные в результате различных подходов, рассмотренных выше, в момент времени $t = 0,0002$ с. На рис.2.6 приведены изополя горизонтальных перемещений. В табл.2.2 приведены основные результаты расчетов.



а) Лагранжева постановка



б) Лагранжево-эйлерова постановка



в) SPH-постановка

Рис.2.5. Интенсивность деформаций ε_i при $t = 0,0002$ с

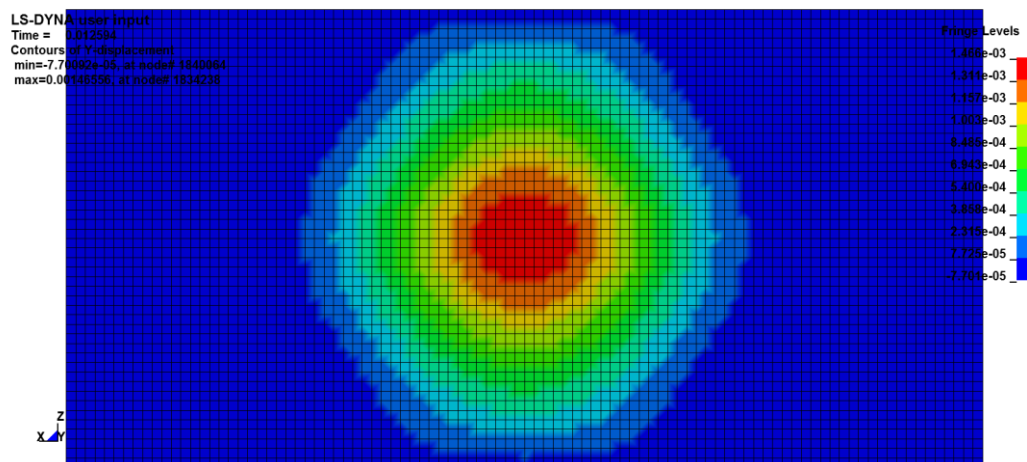
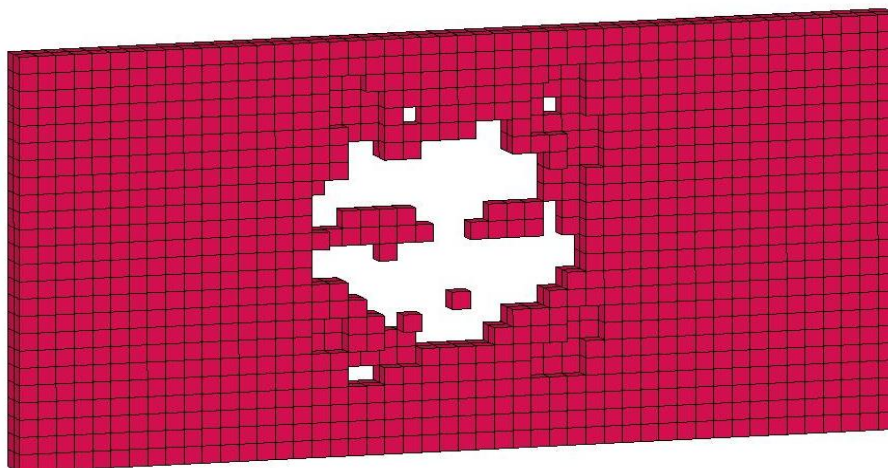
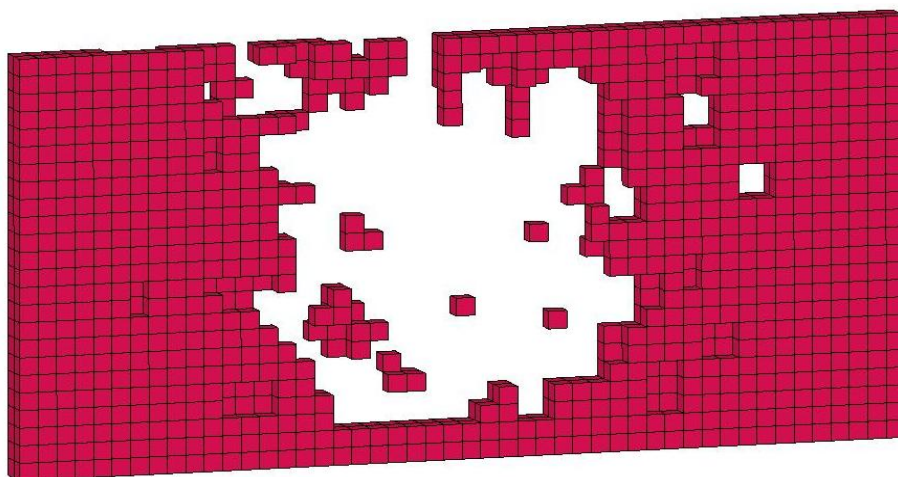


Рис.2.6. Горизонтальные перемещения v , м

На рис.2.7 показана картина разрушения железобетонной стены.



а) $t = 0,0005$ с



б) $t = 0,0009$ с

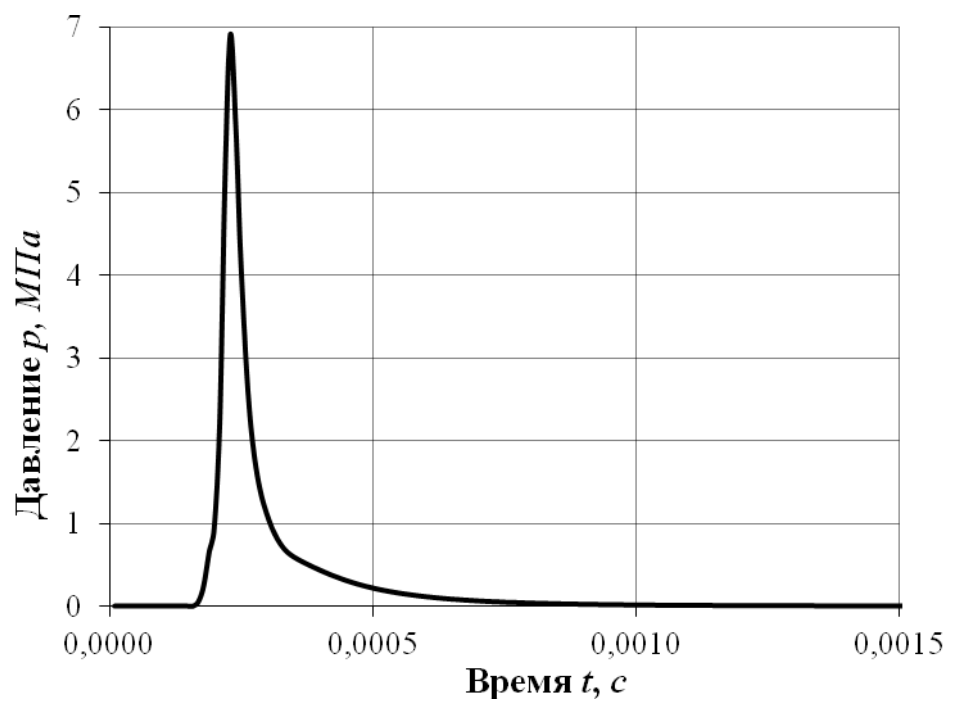
Рис.2.7. Картина разрушения

Табл.2.2. Сравнение результатов расчетов в различных постановках

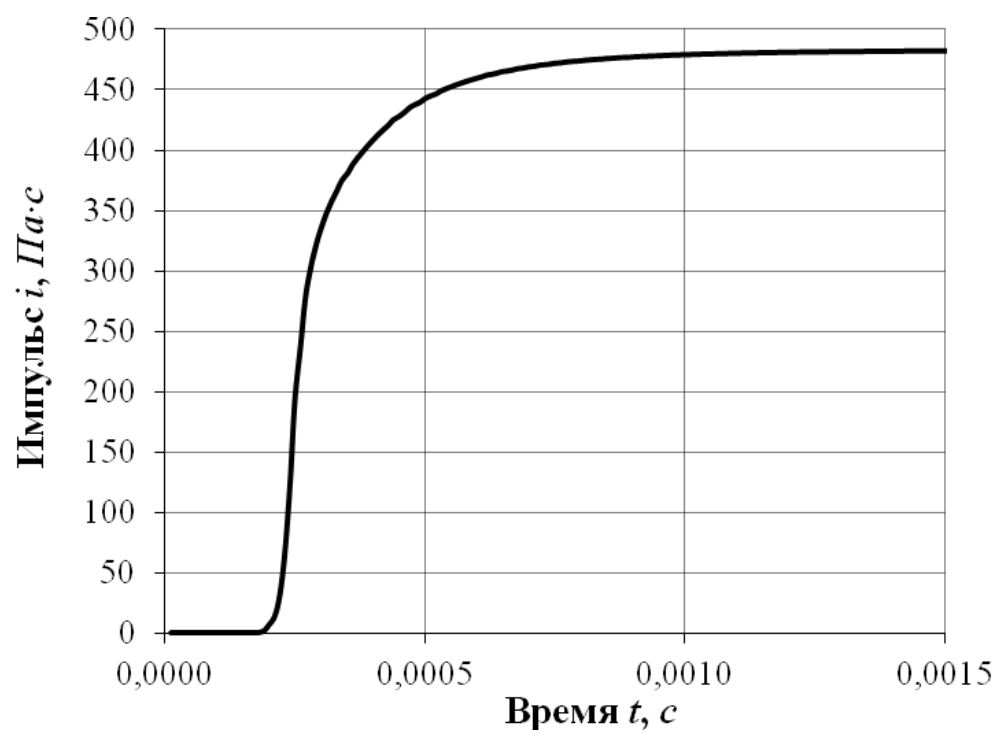
Результаты	Лагранжева постановка	Лагранжево- эйлерова постановка	SPH- постановка
Напряжения σ_i , Н/м ²	$1,85 \cdot 10^7$	$1,86 \cdot 10^7$	$1,6 \cdot 10^7$
Время разрушения t , с	0,0105	0,0109	0,011
Горизонтальное перемещение v , м	0,0015	0,0035	0,0025

В целом, при решении задачи во всех рассмотренных постановках имеем схожие результаты. Однако, следует отметить, что лагранжевый подход имеет ограниченное применение при решении задач с большим формоизменением, т.к. сильное искажение деформируемой конечно-элементной сетки может приводить к ошибкам в расчете и появлению в полученном решении нефизических эффектов [14, 63]. Кроме того, при использовании лагранжевой постановки и SPH-метода результаты расчета зависят от геометрической формы заряда. Лагранжево-эйлеровая постановка требует больше вычислительных ресурсов, но лишена указанных выше недостатков. Этот подход и будет использоваться в дальнейших исследованиях.

На рис.2.8 приведены графики изменения давления и импульса в фиксированной точке пространства при прохождении через нее ударной волны, полученные при численном расчете. Виден резкий скачок при прохождении ударной волны через рассматриваемую точку. Фазу разрежения можно не учитывать, т.к. ее воздействие на конструкцию значительно меньше пикового давления.



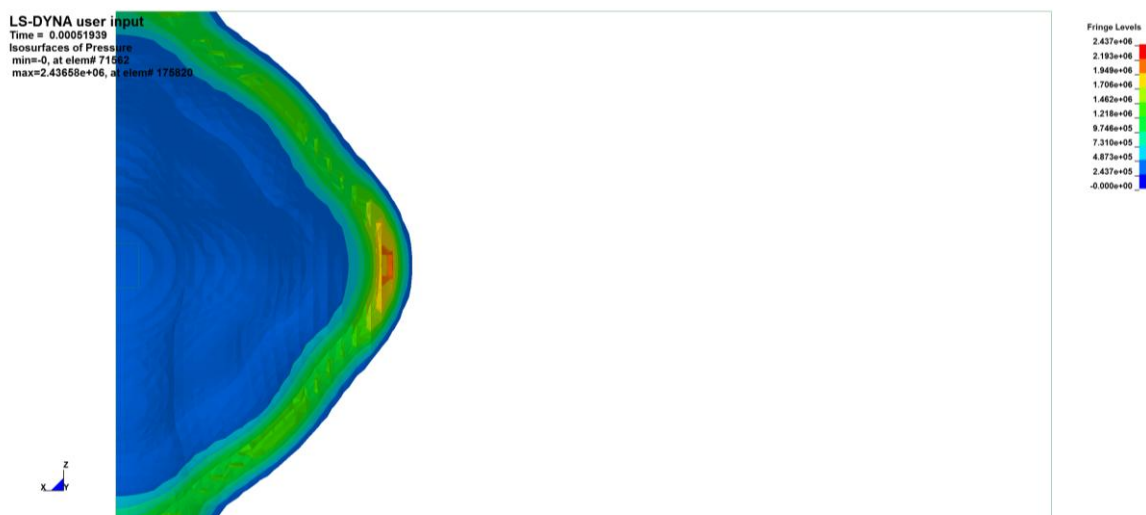
а) изменение давления p во времени



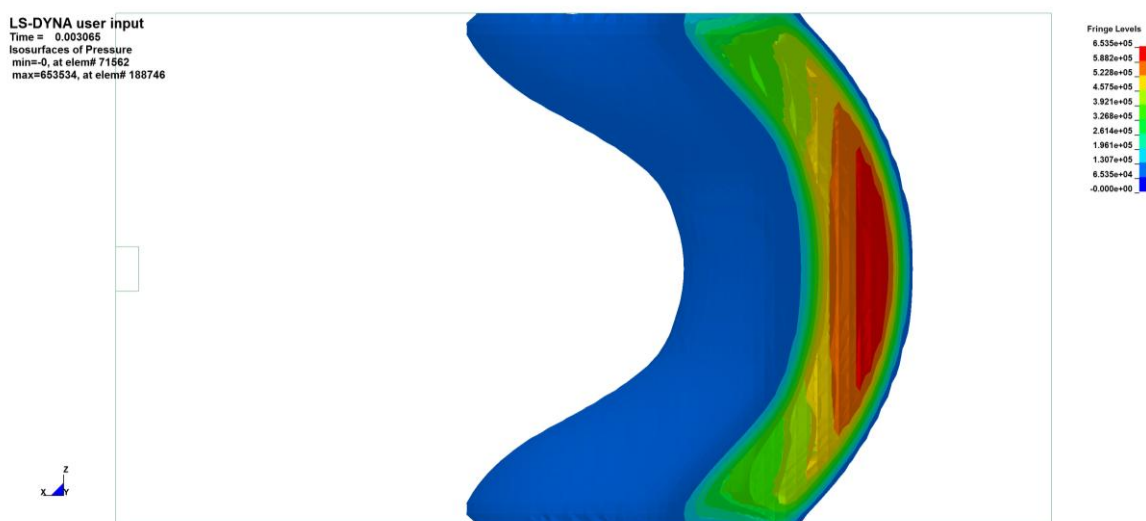
б) изменение импульса i во времени

Рис.2.8. Результаты численного решения

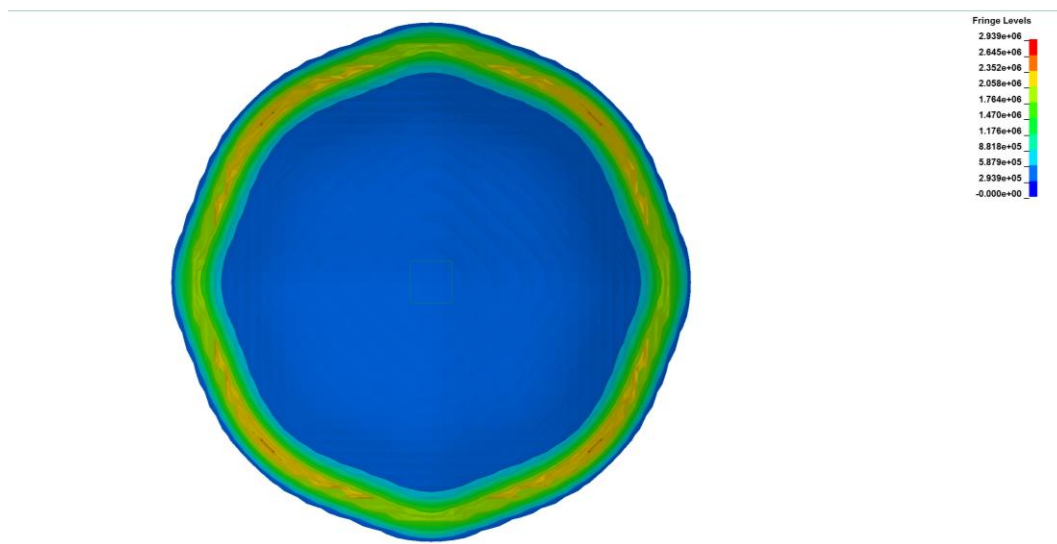
Рассмотрим взрыв заряда ТНТ кубической формы массой $m=30$ кг. При распространении взрывной волны в воздухе максимальное давление во фронте с течением времени падает. Происходит расширение зоны взаимодействия фронта волны и воздуха (рис.2.9а, б). В ближней зоне взрыва форма волны зависит от геометрии заряда (рис.2.9а) и с удалением от центра взрыва приближается к сферической. С течением времени граница раздела между продуктами детонации и средой становится все более размытой, поскольку движение за фронтом ударной волны будет вихревым [67].



а) $t=0,00052$ с



б) $t=0,003$ с



в) общий вид распространения взрывной волны
Рис.2.9. Распространение взрывной волны в воздушной области

Полученные данные качественно соответствуют представлениям о физике взрывного процесса. Перейдем к количественной оценке параметров ударной волны. Рассмотрим некоторые формулы для определения параметров во фронте ударной волны при взрыве ТНТ.

В [113] в зависимости от интенсивности волны приведены следующие соотношения [31]:

$$\Delta p_{\phi} = \frac{1,38}{\bar{R}} + \frac{0,543}{\bar{R}^2} - \frac{0,035}{\bar{R}^3} \quad (2.10)$$

для области $0,05 < \bar{R} < 0,3 \text{ м/кг}^{0,33}$;

$$\Delta p_{\phi} = \frac{0,607}{\bar{R}} + \frac{0,032}{\bar{R}^2} + \frac{0,209}{\bar{R}^3} \quad (2.11)$$

для области $0,3 < \bar{R} < 1,0 \text{ м/кг}^{0,33}$;

$$\Delta p_{\phi} = \frac{0,065}{\bar{R}} + \frac{0,397}{\bar{R}^2} + \frac{0,322}{\bar{R}^3} \quad (2.12)$$

для области $1,0 < \bar{R} < 10 \text{ м/кг}^{0,33}$;

где $\bar{R} = R/\sqrt[3]{C}$ – переменная Садовского-Гопкинсона,

R – расстояние от центра заряда, м;

C – масса заряда, кг.

Величины коэффициентов в уравнениях (2.10-2.12) корректируются при переходе к различным ВВ для учета теплоты взрывчатого превращения.

Измененная формула Садовского для воздушного взрыва ТНТ в [2] имеет вид:

$$\Delta p_{\phi} = \frac{0,081}{\bar{R}} + \frac{0,28}{\bar{R}^2} + \frac{0,707}{\bar{R}^3} \quad (2.13)$$

или для наземного взрыва:

$$\Delta p_{\phi} = \frac{0,101}{\bar{R}} + \frac{0,42}{\bar{R}^2} + \frac{1,41}{\bar{R}^3}. \quad (2.14)$$

В [31] при обобщении опытных данных представлены формулы Бейкера-Хелда:

$$\Delta p_{\phi} = 1,7 \cdot 10^3 \cdot \exp(-7,5 \cdot \bar{R}^{0,28}) + 0,0156 \quad (2.15)$$

и для наземного взрыва:

$$\Delta p_{\phi} = 1,7 \cdot 10^3 \cdot \exp(-7,14 \cdot \bar{R}^{0,28}) + 0,0156 \quad (2.16)$$

при $0,1 < \bar{R} < 8 \text{ м/кг}^{0,33}$;

$$\Delta p_{\phi} = 8 \cdot 10^3 \cdot \exp(-10,7 \cdot \bar{R}^{0,1}) \quad (2.17)$$

и для наземного взрыва:

$$\Delta p_{\phi} = 8 \cdot 10^3 \cdot \exp(-10,46 \cdot \bar{R}^{0,1}) \quad (2.18)$$

при $\bar{R} > 8 \text{ м/кг}^{0,33}$.

Длительность фазы сжатия определяется выражением:

$$\frac{\tau_+}{C^{0,33}} = 0,06 \cdot \exp(1,4 \cdot \bar{R}^{1,4}) \quad (2.19)$$

при $0,1 < \bar{R} < 1,3 \text{ м/кг}^{0,33}$;

$$\frac{\tau_+}{C^{0,33}} = 13,8 - \bar{R}^{0,18} \quad (2.20)$$

при $\bar{R} > 1,3 \text{ м/кг}^{0,33}$.

Формула Броуда [113] имеет вид:

$$\Delta p_{\phi} = \frac{0,657}{R^3} + 0,098 \quad (2.21)$$

при $\Delta p_{\phi} > 0,1$ МПа;

$$\Delta p_{\phi} = \frac{0,096}{R} + \frac{0,143}{R^2} + \frac{0,574}{R^3} \quad (2.22)$$

при $\Delta p_{\phi} < 0,1$ МПа;

В [31] проанализированы кривые $\Delta p_{\phi} / p_0 = f(\bar{R})$ (рис.2.10), построенные по различным соотношениям, где:

- кривая 1 – по формуле Садовского (2.13);
- кривая 2 – по зависимости Бейкера-Хелда (2.15);
- кривая 3 – по выражению (2.10) ;
- кривая 4 – по формуле Броуда (2.21);
- кривая 5 – по экспериментальным данным [116].

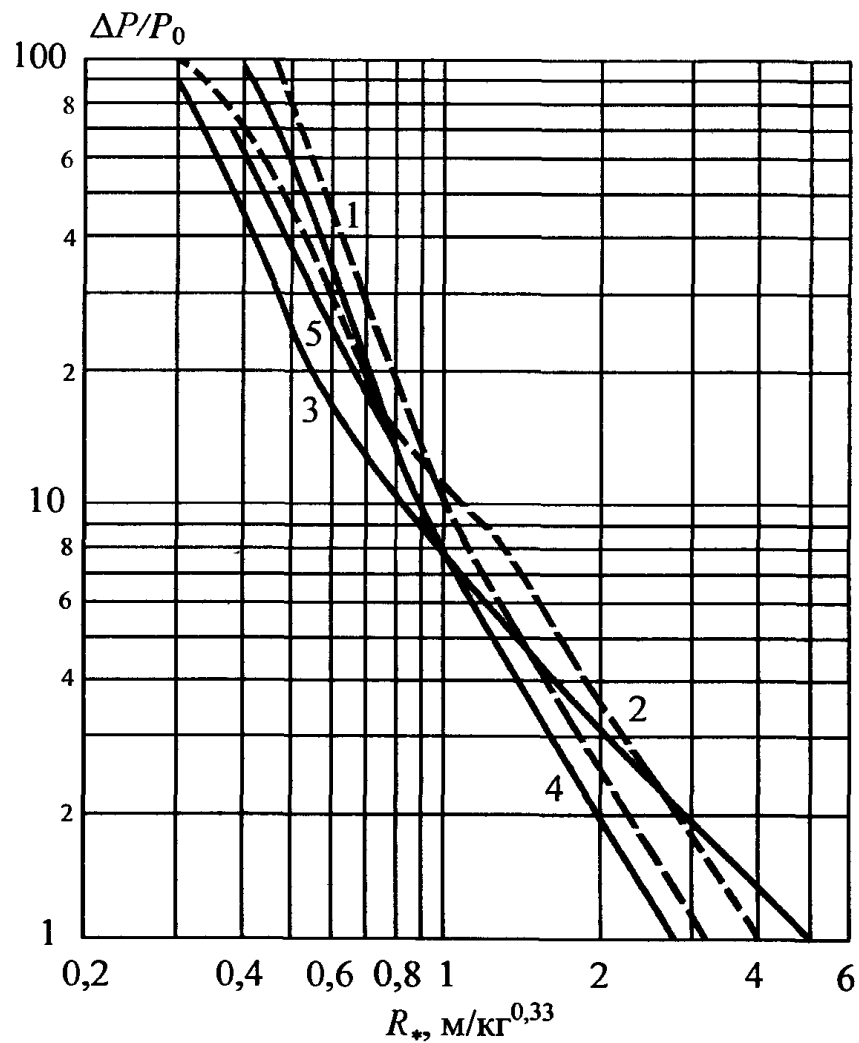


Рис.2.10. Зависимость интенсивности ударной волны от расстояния

Для заряда ТНТ $m=30$ кг было проведено исследование сходимости и построены законы изменения давления в различных точках для последовательно сгущаемой сетки КЭ.

График изменения максимального давления в фиксированной точке пространства в зависимости от размера сетки КЭ приведен на рис.2.11 для различных расстояний от центра взрыва до рассматриваемой точки; 1 – сетка КЭ с размером 0,25 м; 2 – сетка КЭ с размером 0,125 м; 4 – сетка КЭ с размером 0,0625 м; 8 – сетка КЭ с размером 0,031 м.

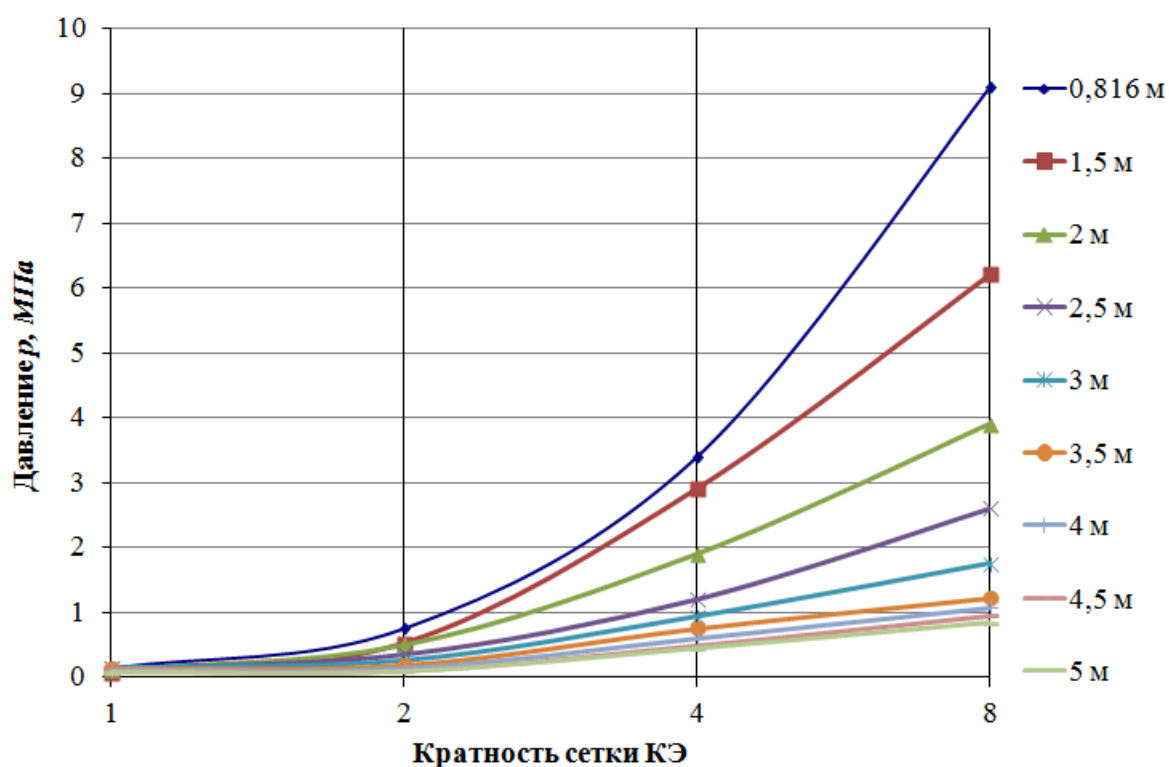


Рис.2.11. Исследование сходимости

Закон изменения давления в зависимости от $\bar{R}$ приведен на рис.2.12. Графики построены при различных сетках КЭ (от 0,25 м до 0,031 м) и по формулам (2.10-2.18).

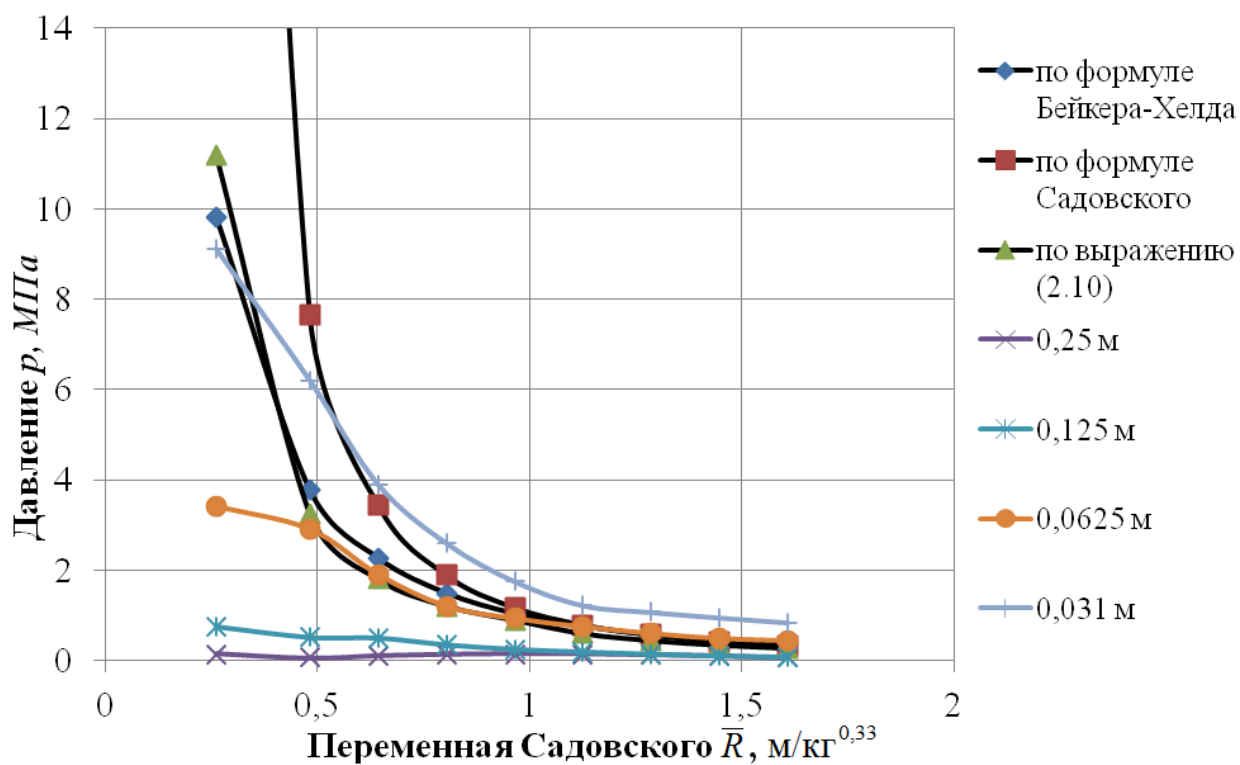
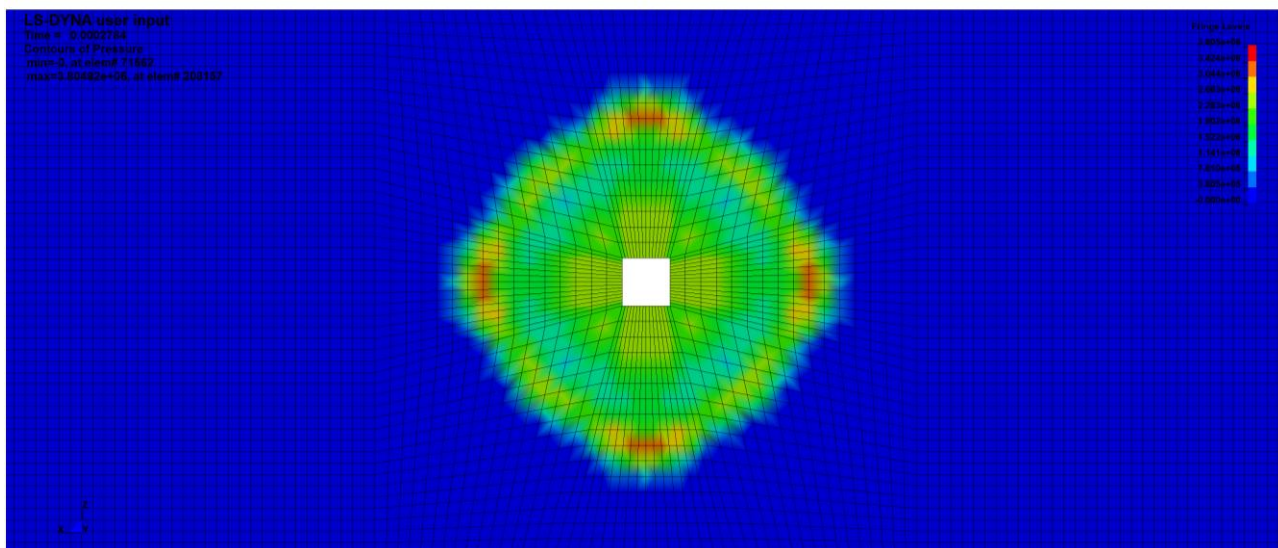


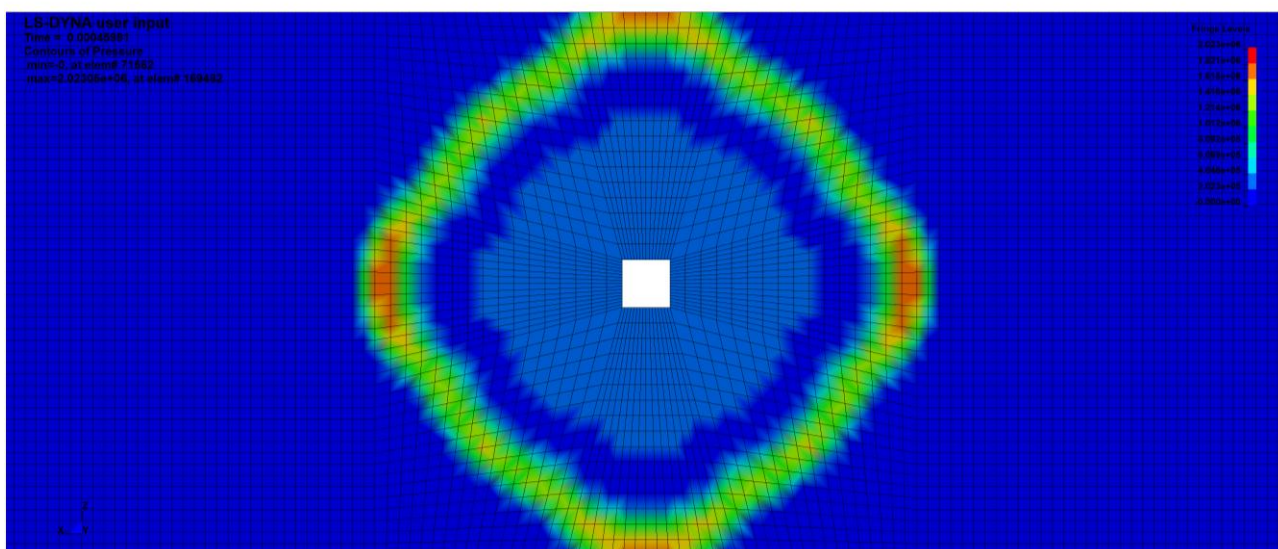
Рис.2.12. Изменение давления

Проанализировав приведенные данные, можно сделать следующие выводы:

– поведение взрывной волны крайне чувствительно к геометрии и искажению сетки КЭ [114, 116, 119]. Элементы, по возможности, должны иметь одинаковую форму и размер. Сетка с меньшим искажением (рис.2.14) показывает более качественную картину;

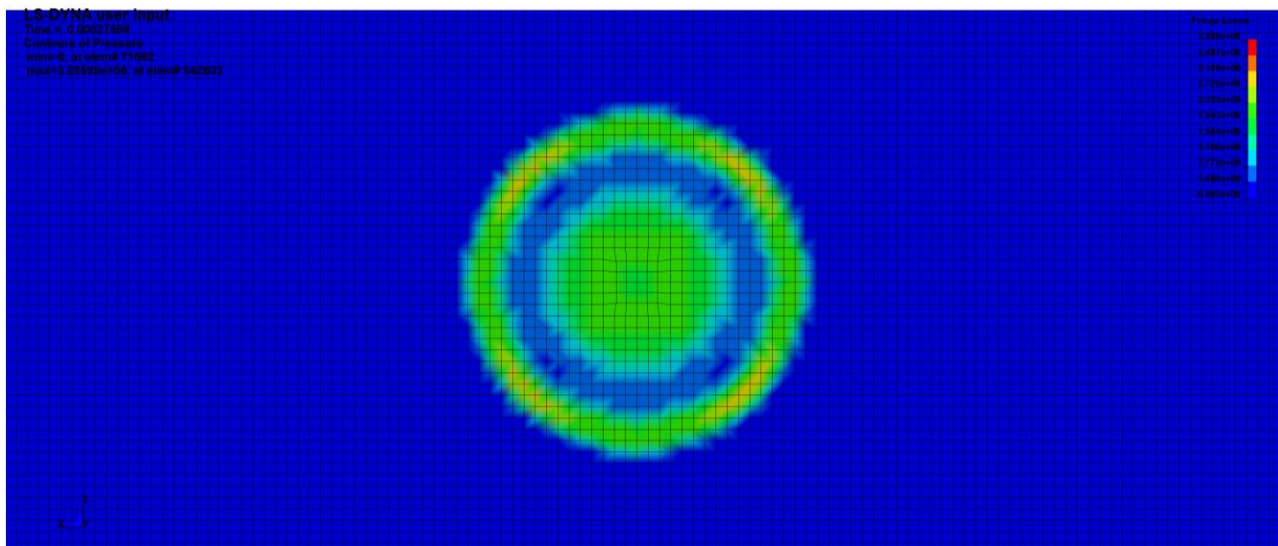


а) $t=0,00027$ с

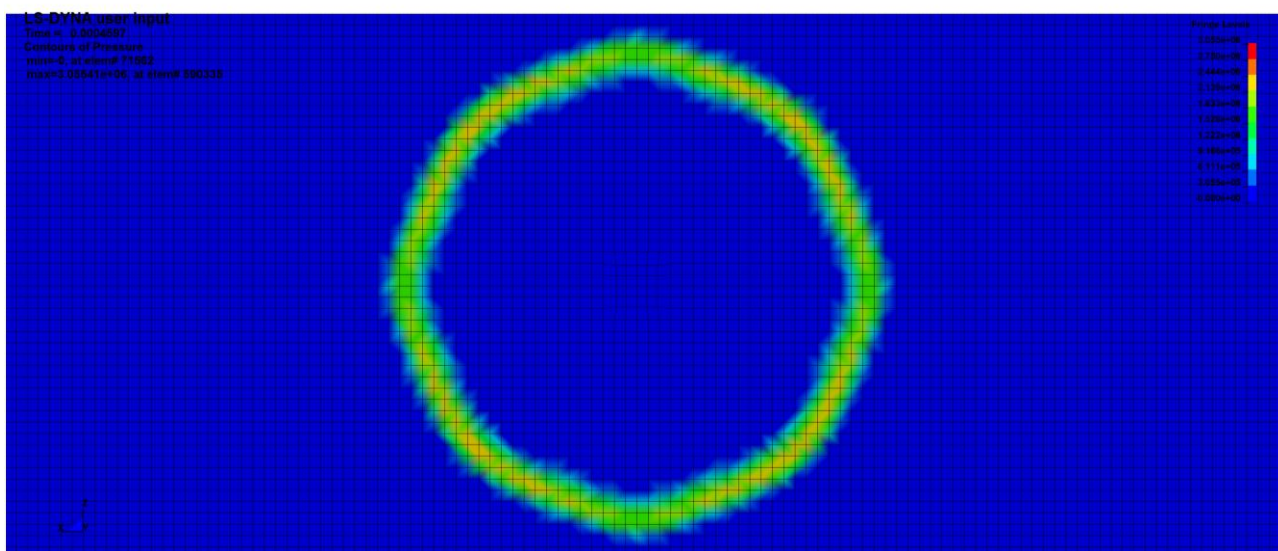


б) $t=0,00046$ с

Рис.2.13. Распространение ударной волны при неравномерной сетке КЭ



а) $t=0,00027$ с



б) $t=0,00046$ с

Рис.2.14. Распространение ударной волны при равномерной сетке КЭ

– из графиков на рис.2.11, 2.12 следует, что для лучшего согласования результатов численного моделирования с опытными кривыми сетка КЭ вблизи заряда ВВ должна иметь меньший размер. По мере удаления от центра взрыва целесообразно использовать более крупные элементы. Это можно объяснить тем, что вблизи заряда распространение ударных волн происходит на сверхзвуковых скоростях;

– расхождения в численных и опытных результатах объясняются также различием в исходных данных таких, как плотность ρ , параметры уравнения JWL. Исследования влияния данных параметров на давление во фронте ударной волны будут проведены в главе 3.

Кроме того, отмечается широкий разброс экспериментальных данных измерения Δp_ϕ . Точность формул (2.10-2.22) в области их применения не превышает 15-30% [31]. Трудность применения некоторых из указанных зависимостей состоит в том, что при вычислении $\bar{R}$ необходимо учитывать только массу активной части заряда C_a , которая убывает по мере снижения полной массы C . Для этого приведены значения $\alpha = \frac{C}{C_a}$. При $C = 1$ кг $\alpha = 30\%$, при $C = 8$ кг $\alpha = 60\%$ и при $C = 50$ кг $\alpha = 80\%$ [84]. Экспериментальная регистрация давлений в ближней зоне взрыва при $\bar{R} < 0,8$ затруднительна. Такие данные возможно уточнить с помощью численного решения задачи.

Сравнение результатов численного моделирования с экспериментальными данными свидетельствует о хорошем совпадении результатов (кривая 0,0625 м на рис.2.12). Следовательно, можно сделать вывод о правильности использованной постановки и возможности ее применения для расчетов строительных конструкций.

Следует отметить, что в каждом конкретном случае для разных масс зарядов следует проверять соответствие численных результатов экспериментальным данным.

2.4. Детерминированное решение для промышленного здания при взрывном воздействии

Рассмотрим трехэтажное промышленное здание из монолитного железобетона.

Общий вид здания приведен на рис.2.15. Конструктивная схема здания – рамный каркас с несущими наружными стенами. Пространственная жесткость обеспечивается совместной работой рам каркаса с дисками монолитных перекрытий. Все конструкции выполнены из бетона класса *B20*.

Высота этажа – 4,8 м. Длина здания – 60 м, ширина – 18 м, высота – 14,4 м.

На перекрытия действует равномерно распределенная нагрузка $q_p = 15 \text{ кН/м}^2$.

Наружные стены – толщиной 0,25 м. Колонны – квадратного сечения 0,5х0,5 м. Шаг сетки колонн в продольном и поперечном направлении составляет 6 м.

Балки перекрытий – прямоугольного сечения 0,3х0,8 м.

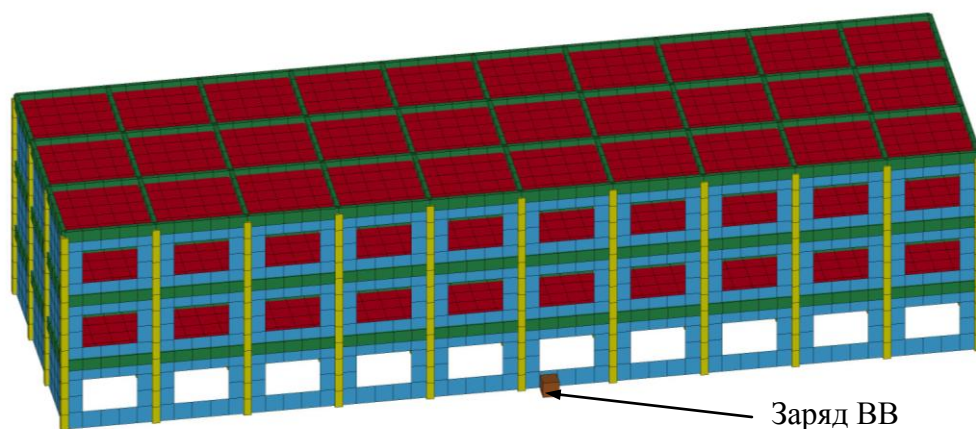
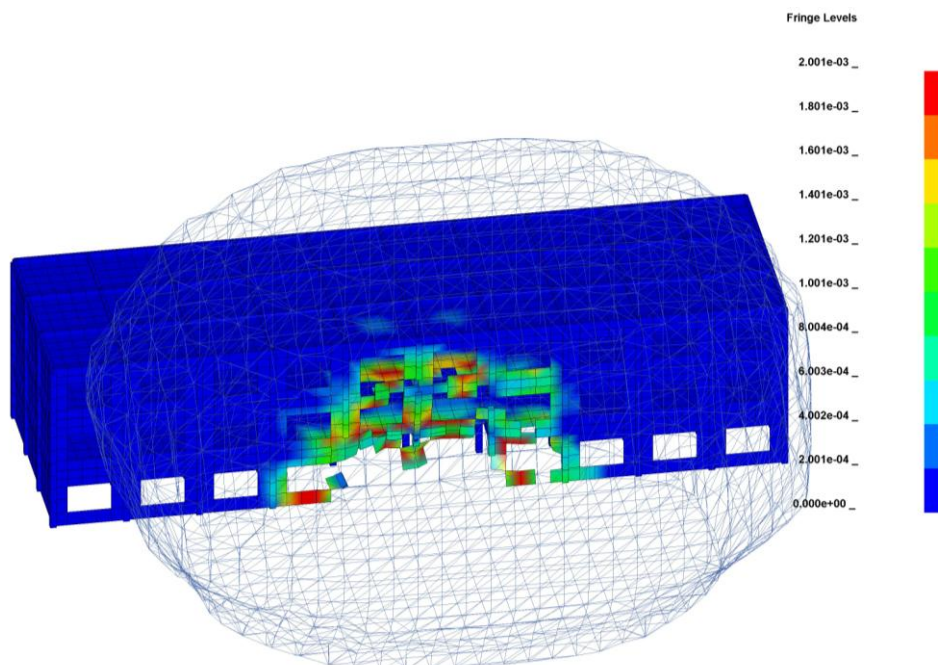


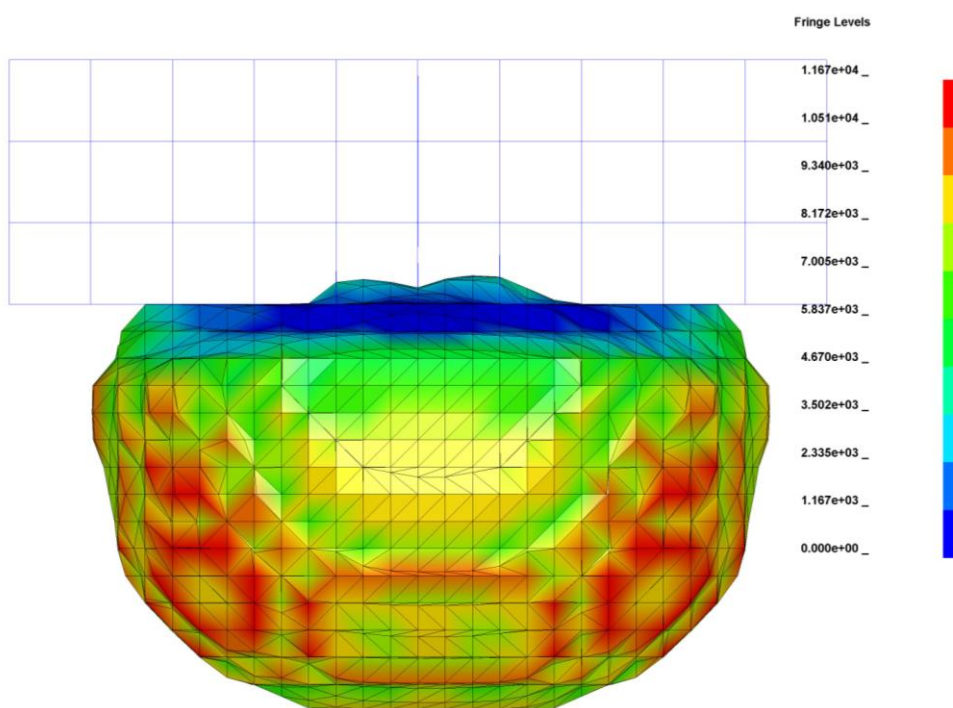
Рис.2.15. Общий вид конструкций промышленного здания

Для моделирования применим стержневые, пластинчатые и эйлеровые объемные конечные элементы. Ниже на рисунках показаны некоторые результаты проведенных исследований.

На рис.2.16 показаны изополя интенсивности пластических деформаций ε_i и распространение ударной волны (давление) при расположении заряда $m = 2000$ кг на расстоянии $l = 5$ м от фронтальной стены.



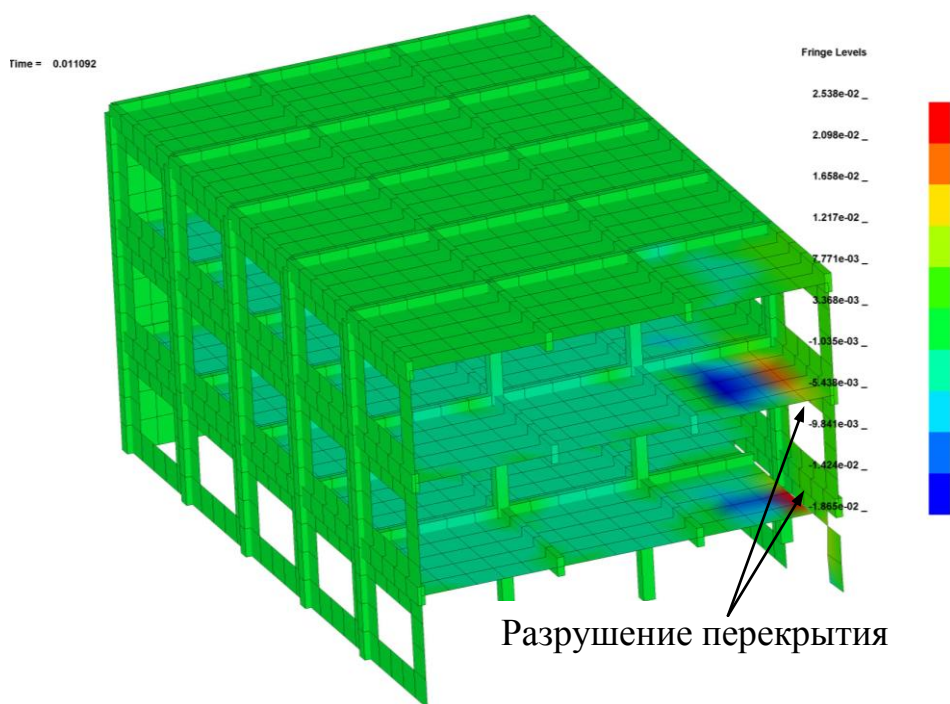
а) интенсивность деформаций ε_i



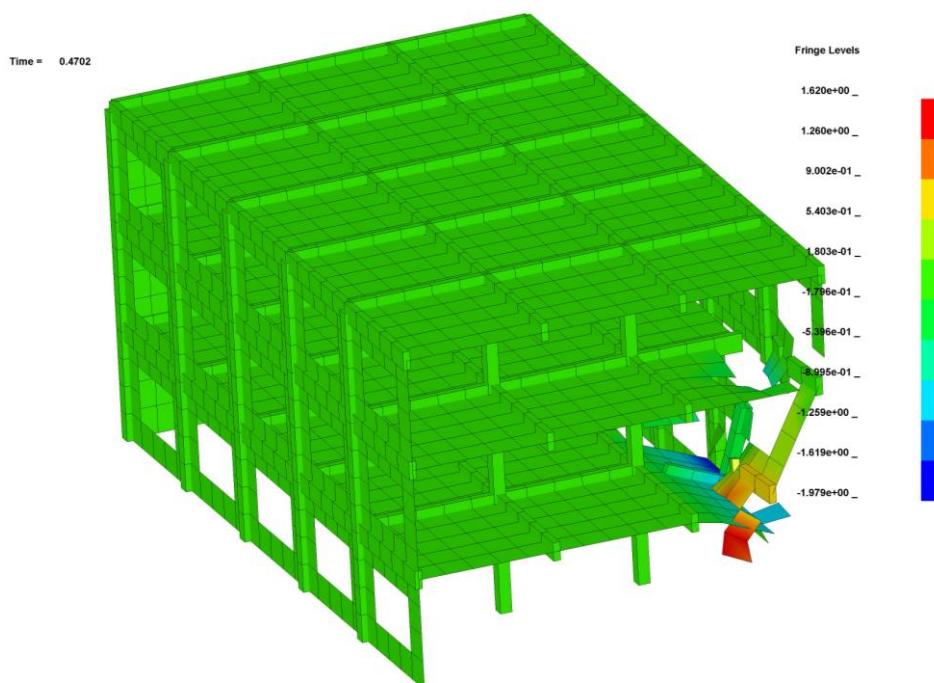
б) распространение ударной волны

Рис.2.16. Масса заряда $m = 2000$ кг

На поперечном разрезе (рис.2.17) приведены изополя вертикальных перемещений для массы заряда $m = 2000$ кг.



а) $t = 0,011$ с



б) $t = 0,47$ с

Рис.2.17. Изополя вертикальных перемещений w , м

Под действием ударной волны перекрытия начинают работать на «отрыв» (рис.2.17а), и после разрушения элементов в опорной зоне происходит обрушение данного перекрытия и вышележащих этажей (рис.2.17б, 2.18).

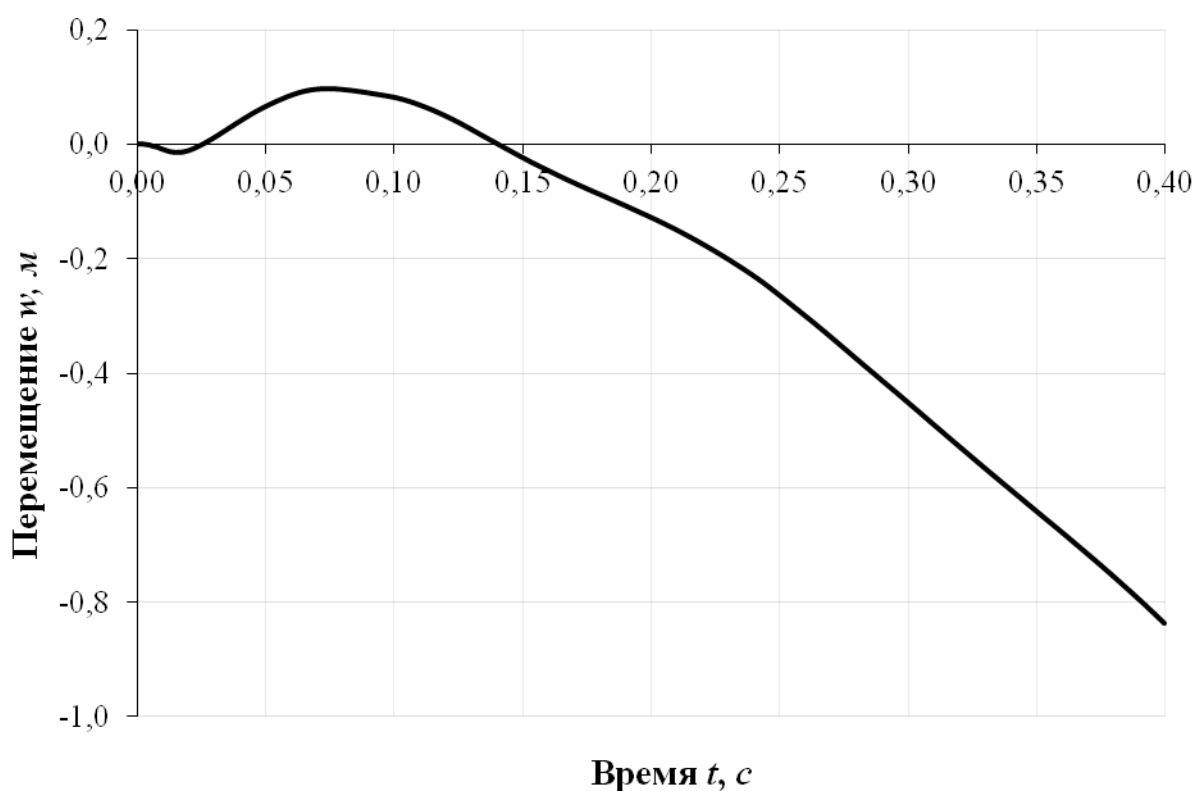


Рис.2.18. Вертикальное перемещение точки неразрушенного перекрытия над зоной взрыва w , м

2.5. Определение зон безопасности

для многоэтажного промышленного здания

Следует отметить, что одним из способов защиты здания является создание по его периметру внешней защитной зоны таким образом, чтобы при детонации заряда ВВ за ее контуром не происходило разрушения наружных несущих конструкций.

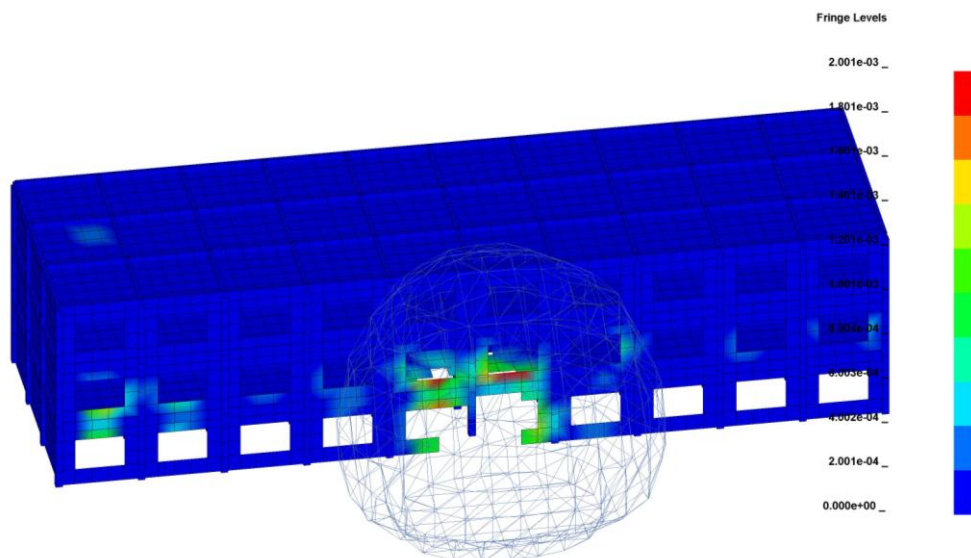
Рассмотрим следующие возможные случаи внешнего взрывного воздействия.

- 1) Взрыв заряда ТНТ массой $m = 30$ кг, переносимого человеком.
- 2) Взрыв заряда ТНТ $m = 600$ кг, перевозимого легковым автомобилем.
- 3) Взрыв заряда ТНТ $m = 2000$ кг, перевозимого грузовым автомобилем.

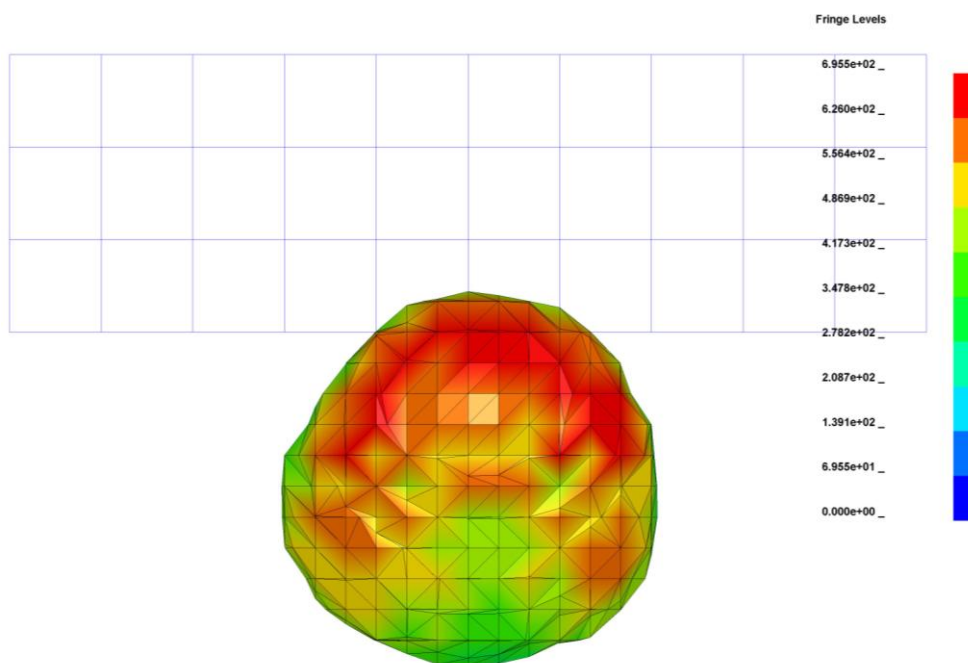
Для каждого типа заряда определим минимальное расстояние от фронтальной стены, при котором не происходит разрушения конструкций.

Ниже на рисунках показаны некоторые результаты проведенных исследований.

На рис.2.19 показаны изополя интенсивности пластических деформаций ε_i и распространение ударной волны (давление) при расположении заряда $m = 30$ кг на расстоянии $l = 1$ м от фронтальной стены.

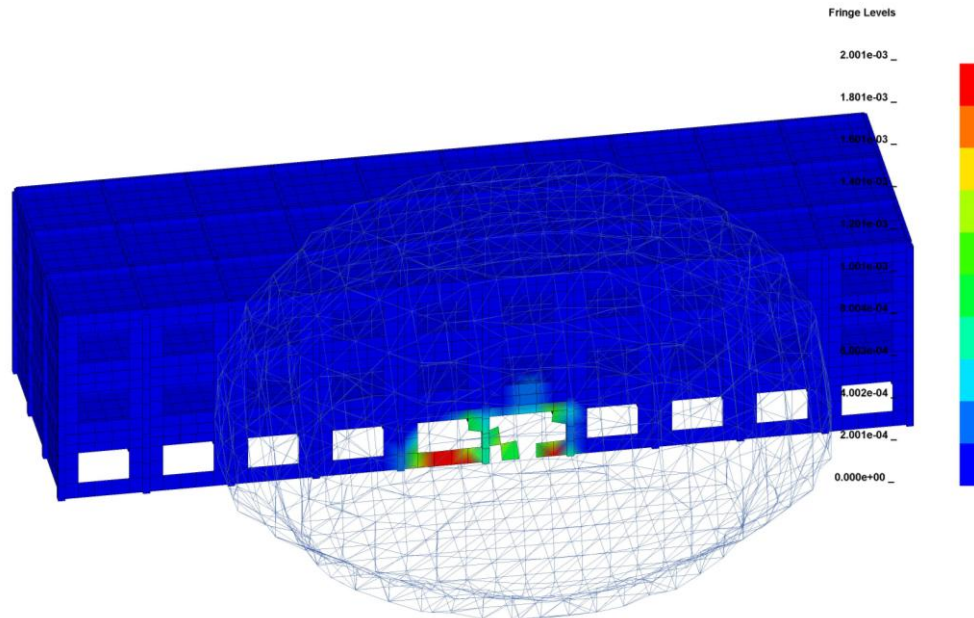


а) интенсивность деформаций ε_i

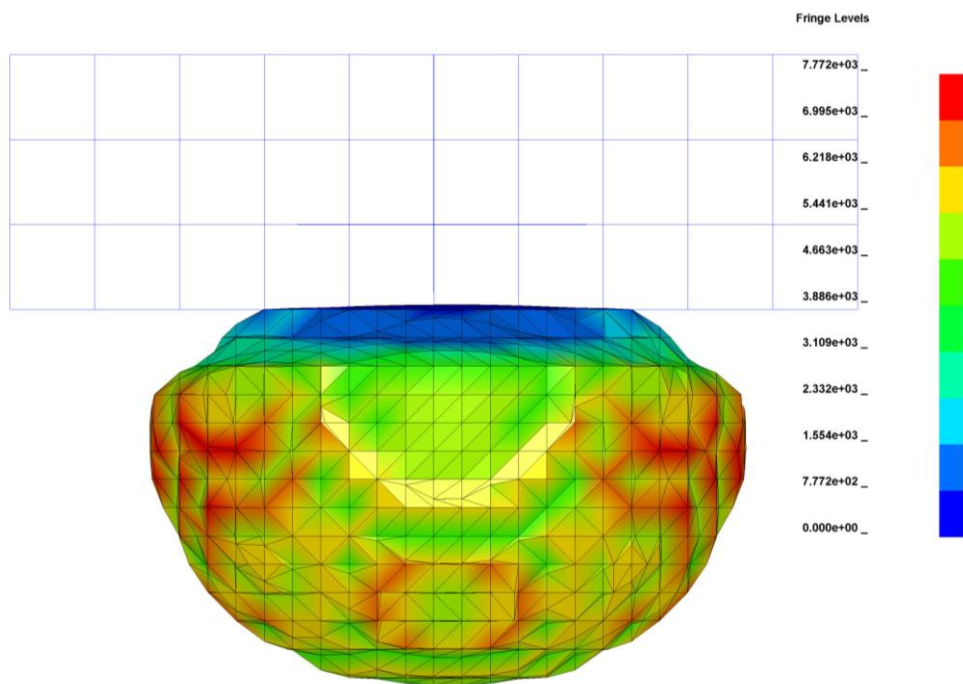


б) распространение ударной волны
Рис.2.19. Масса заряда $m = 30$ кг

На рис.2.20 показаны изополя интенсивности пластических деформаций ε_i и распространение ударной волны (давление) при расположении зарядов $m = 600$ кг на расстоянии $l = 5$ м от фронтальной стены.



а) интенсивность деформаций ε_i



б) распространение ударной волны
Рис.2.20. Масса заряда $m = 600$ кг

Анализ результатов взрыва заряда ВВ массой $m = 2000$ кг показывает, что подобная картина разрушения имела место 1994 г. в г. Оклахома при взрыве у здания с аналогичной конструктивной схемой, когда обрушился первый внешний пролет несущих конструкций (рис.2.21).



Рис.2.21. Взрыв в г. Оклахома, США, $m_{\text{ТНТэкв}} = 2300$ кг

В результате проведенных исследований для рассмотренного промышленного здания установлены минимальные расстояния от заряда ВВ соответствующей массы до здания, при котором не происходит локальных разрушений несущих конструкций.

Для зарядов ВВ различных масс безопасные расстояния составили:

- при $m = 30$ кг – $l_{\text{без}} = 3$ м;
- при $m = 600$ кг – $l_{\text{без}} = 8$ м;
- при $m = 2000$ кг – $l_{\text{без}} = 20$ м.

На рис.2.22 приведена шкала оценки степени повреждений при взрыве в зависимости от расстояния от центра источника взрыва до рассматриваемой точки и массы заряда ВВ в тротиловом эквиваленте [121].

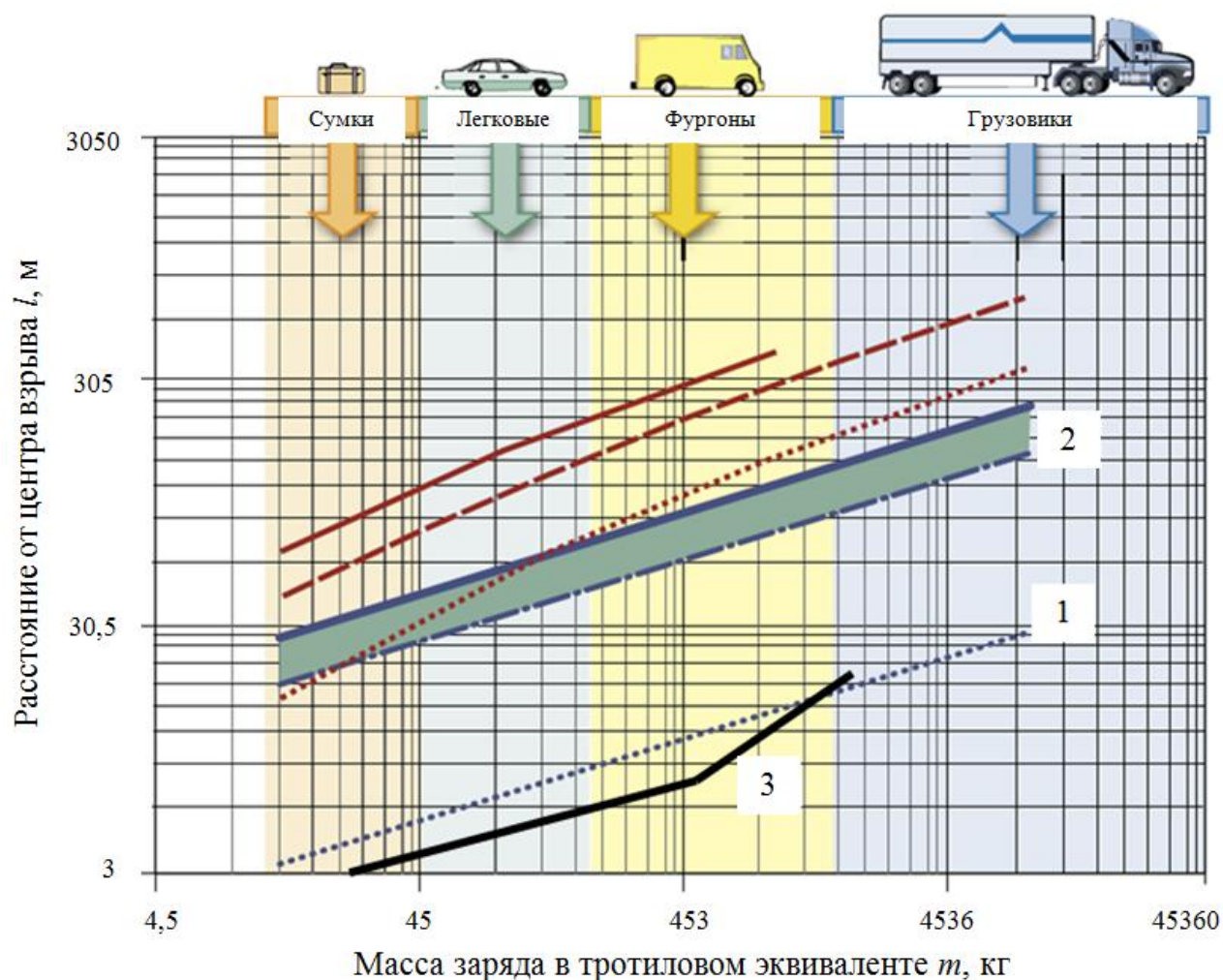


Рис.2.22. Зависимость степени разрушения от массы заряда ВВ и расстояния

Кривая 1 показывает границу зоны, ниже которой происходит разрушение железобетонных колонн. Кривая 2 соответствует появлению повреждений в несущих вертикальных элементах. Кривая 3 построена по результатам, полученным в диссертационной работе при численном моделировании. Для зарядов ВВ большой массы имеет место хорошее совпадение результатов (кривые 1 и 3 при $m = (1350; 2000)$ кг).

В результате исследований было получено, что установка на заданных расстояниях соответствующих барьеров, ограничивающих зоны доступа людей и парковки автомобилей, позволяет обеспечить взрывобезопасность рассматриваемого промышленного здания.

После взрыва в г. Оклахома правительственные здания были огорожены подобными бетонными барьерами. Было принято решение, что все новые здания должны строиться с барьерами, препятствующими проезду грузовиков [121].

2.6. Детерминированное решение для многоэтажного здания при взрывном воздействии

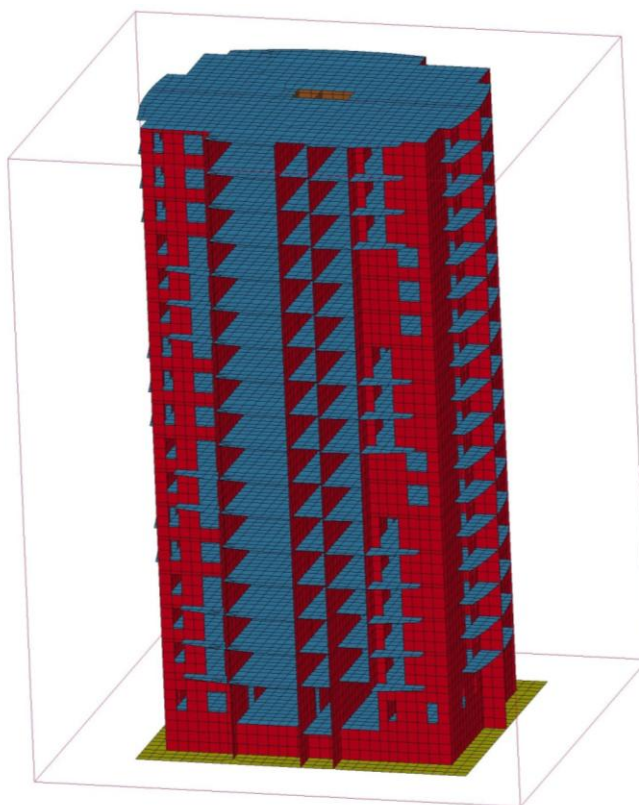
При расположении заряда внутри здания или сооружения, которые обычно представляют собой структурно неоднородные системы, описание процесса взрыва существенно усложняется.

Будем располагать заряды ТНТ различной массы на первом этаже многоэтажного монолитного жилого здания перекрестно-стеновой конструктивной схемы (рис.2.23).

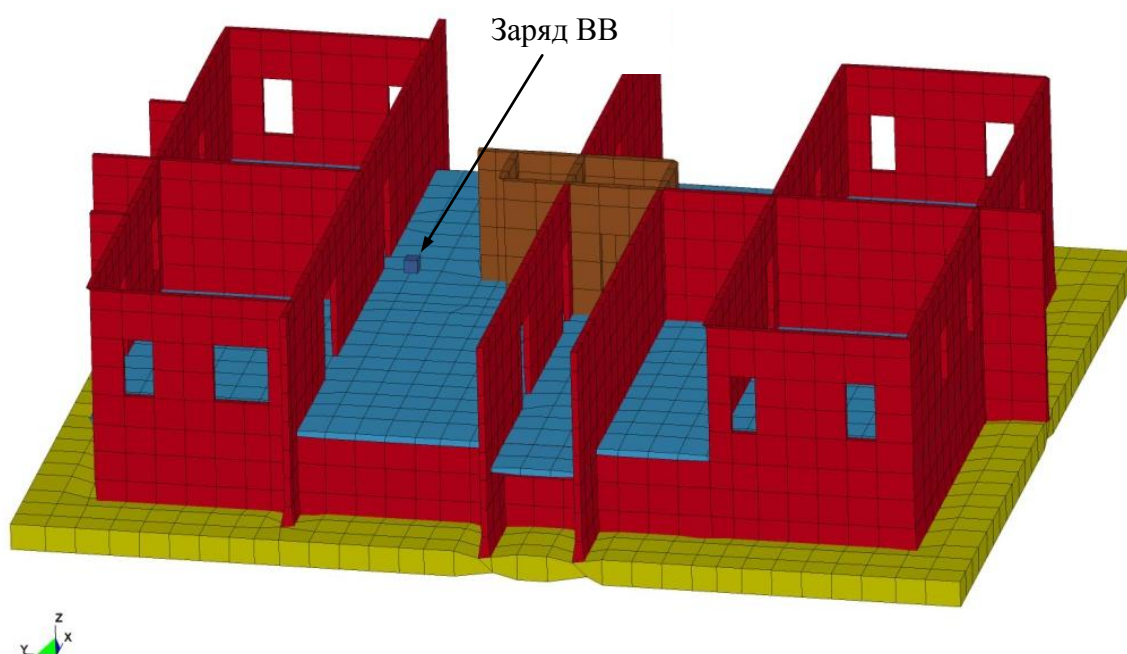
Высота первого этажа – 4 м. Высота типового этажа 3 м. Общая высота здания составляет 55 м.

Материал конструкций – бетон класса *B25*.

Стены имеют толщину 200 мм, лифтовые шахты 250 мм. Перекрытия толщиной 200 мм. Пространственная жесткость и устойчивость конструкций здания обеспечивается совместной работой стен с жесткими дисками перекрытий.



а) расчетная схема здания



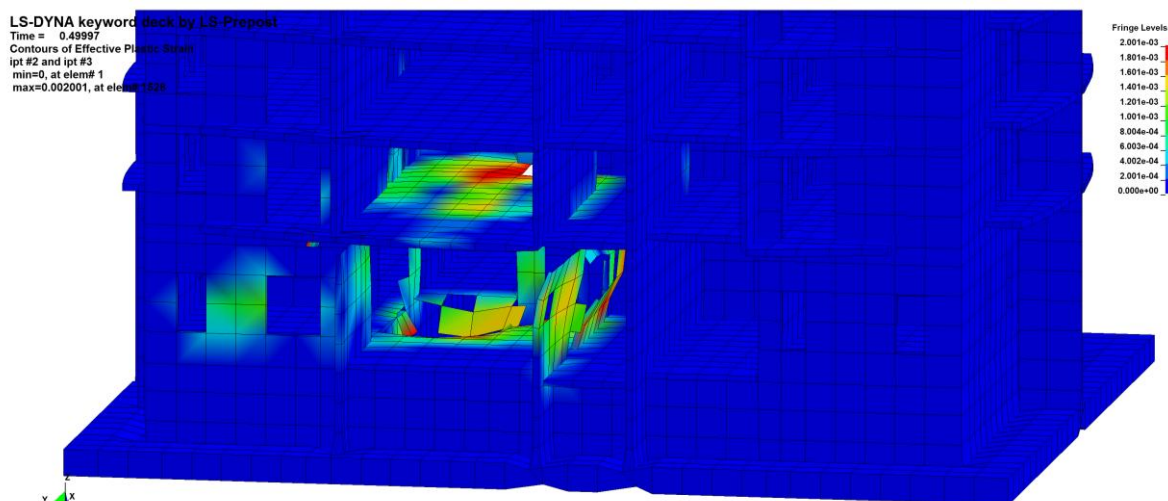
б) место расположения заряда

Рис.2.23. Расчетная схема

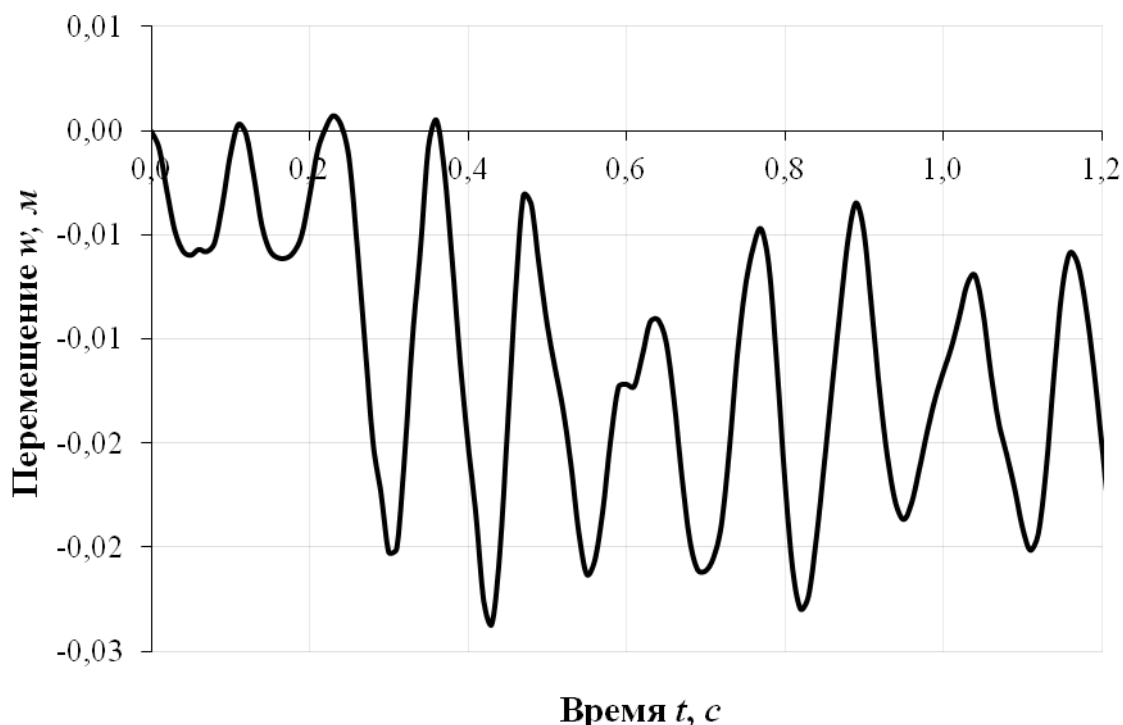
Разрушение несущих конструкций может происходить при действии сильной ударной волны или при комбинированном силовом (собственный вес, эксплуатационные статические нагрузки) и взрывном воздействии. При этом в зданиях и сооружениях могут возникать как локальные повреждения отдельных конструкций, так и прогрессирующее обрушение всего здания. Масштабы и степень повреждений зависят от мощности заряда и его расположения.

Определим массу заряда, при которой происходит прогрессирующее обрушение всего здания.

На рис.2.24 показаны результаты расчета на взрывное воздействие при массе заряда $m=100$ кг. На рис.2.24а изображены изополя интенсивности пластических деформаций в момент времени $t=0,5$ с, а на рис.2.24б вертикальные перемещения точки, расположенной над местом взрыва в неразрушенном вышележащем перекрытии.

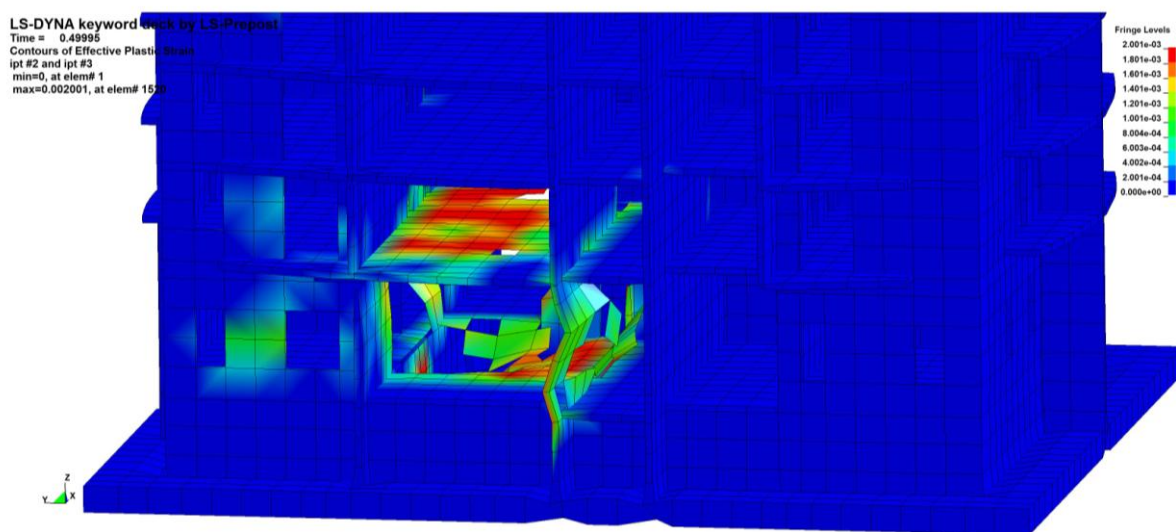


а) интенсивность деформаций ε_i

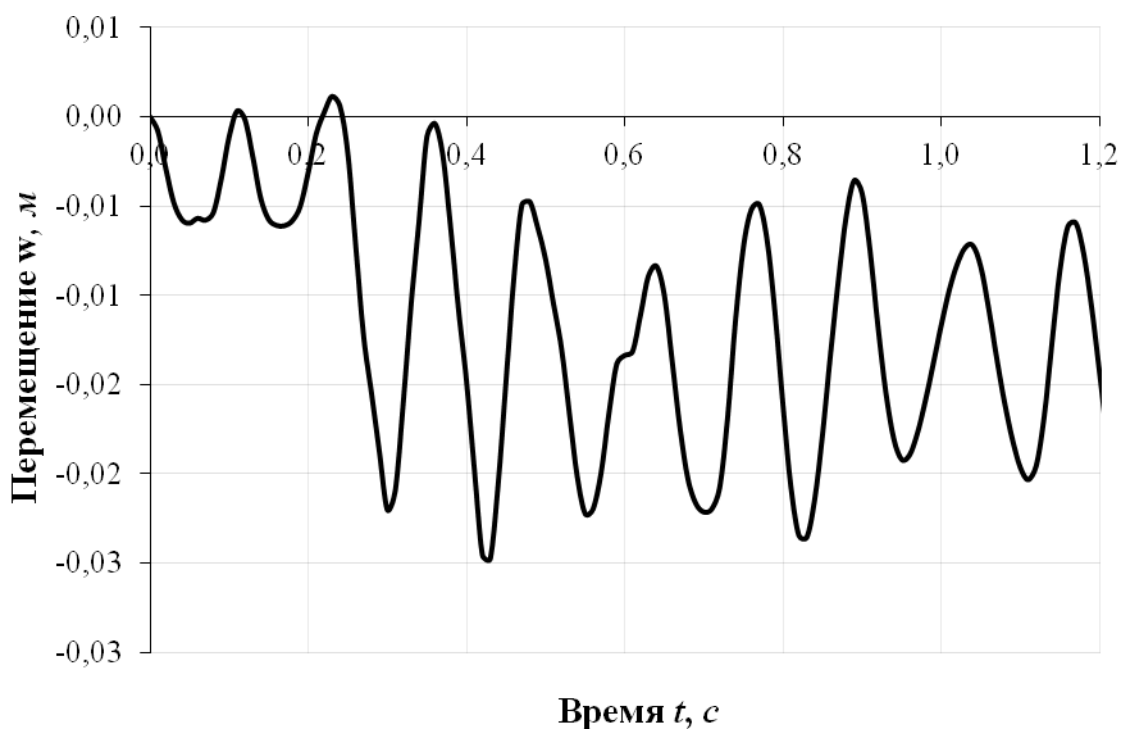


б) вертикальное перемещение точки
неразрушенного перекрытия над зоной взрыва w , м
Рис.2.24. Масса заряда $m=100$ кг

На рис.2.25 приведены аналогичные результаты расчета для заряда массой $m = 125$ кг.



а) интенсивность деформаций ε_i



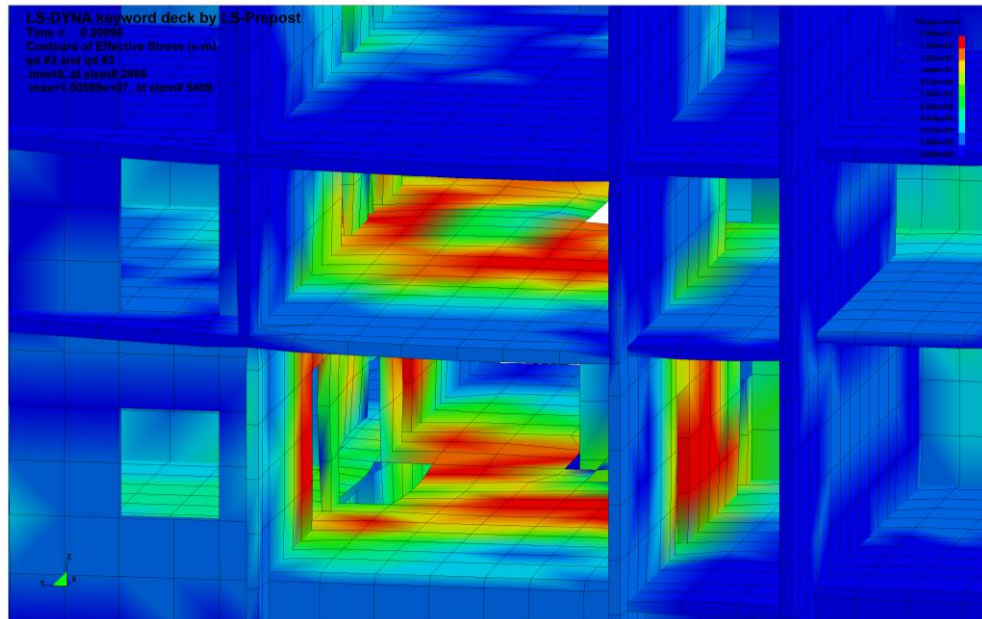
б) вертикальное перемещение точки
неразрушенного перекрытия над зоной взрыва w , м
Рис.2.25. Масса заряда $m = 125$ кг

В рассмотренных выше случаях взрыв заряда ВВ приводит только к локальным разрушениям. Вертикальные перемещения точки перекрытия со временем стабилизируются, т.е. прогрессирующего обрушения конструкций здания не происходит.

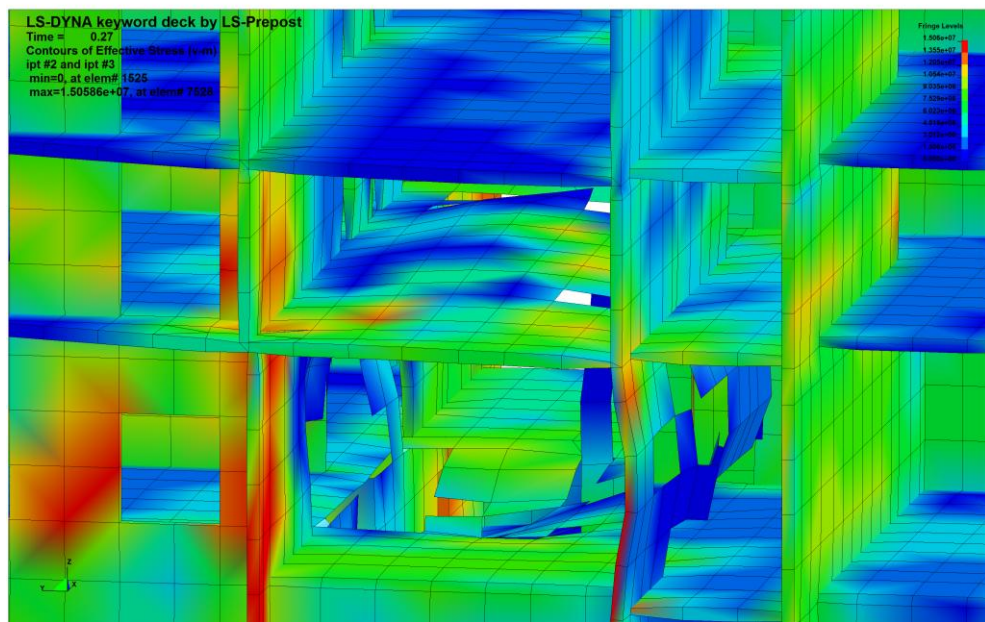
Ниже показаны результаты расчета здания на взрывное воздействие при массе заряда $m=150$ кг. На рис.2.26а-г изображена картина изополей интенсивности напряжений, характеризующая последствия взрывного воздействия на здание.

В результате взрыва заряда ВВ массой $m=150$ кг происходит лавинообразное разрушение всего здания, в процессе которого можно выделить следующие этапы:

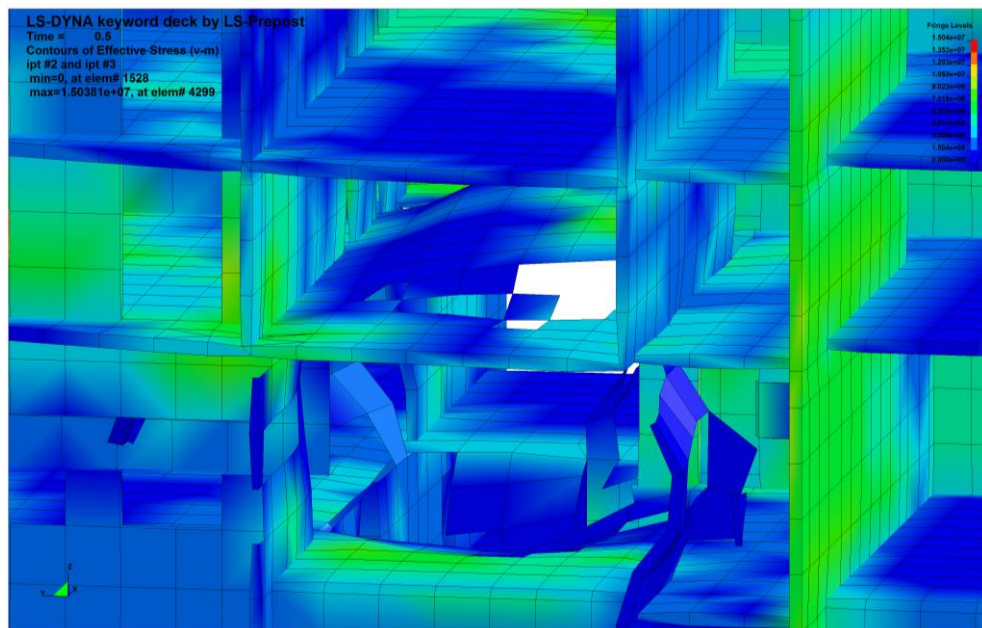
- разрушение несущих стен и перекрытий в непосредственной зоне взрыва при действии ударной волны высокой интенсивности (рис.2.26а);
- разрушение конструкций при комбинированном силовом и взрывном воздействии (рис.2.26б);
- перераспределение усилий, приводящее к отказу вертикальных несущих элементов 1-го и 2-го надземных этажей и их разрушению. Начало прогрессирующего обрушения конструкций при $t = 0,5$ с (рис.2.26в);
- обрушение всего здания (рис.2.26г, 2.27).



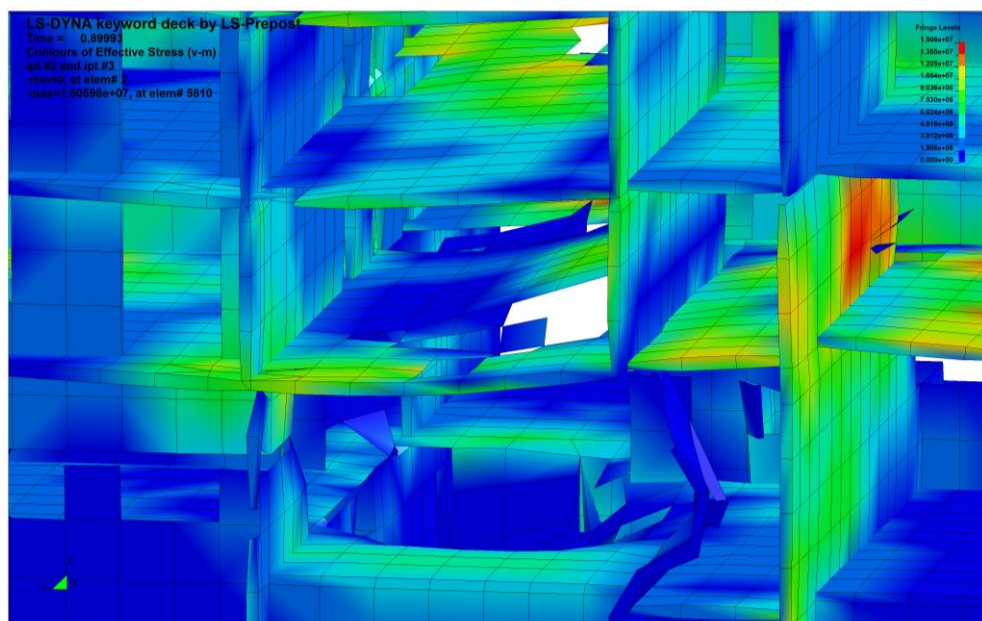
a) $t = 0,21 \text{ c}$



б) $t = 0,27 \text{ c}$

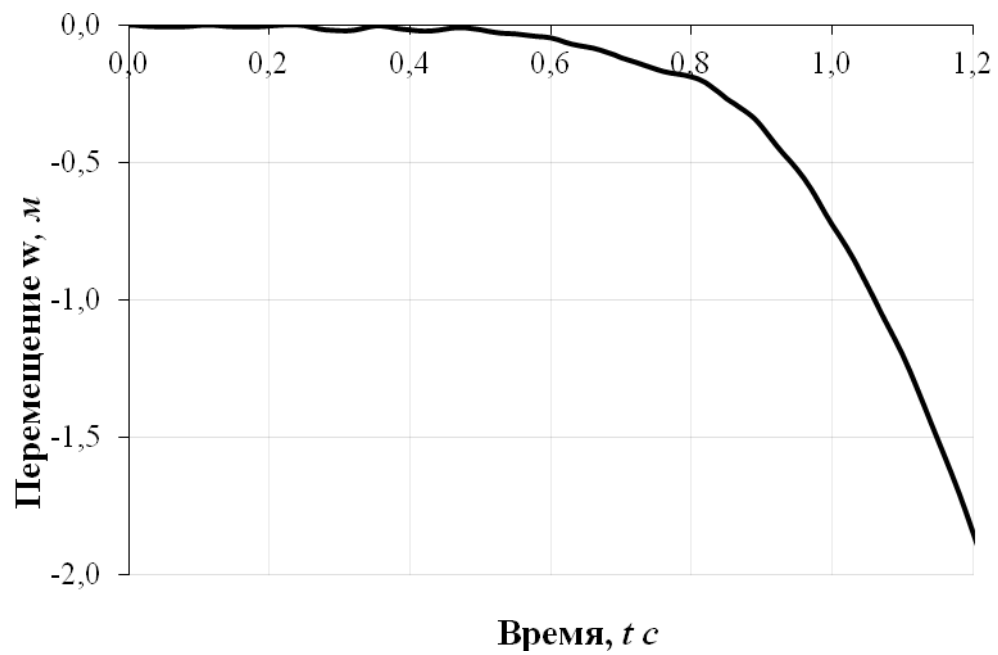


в) $t = 0,5$ с

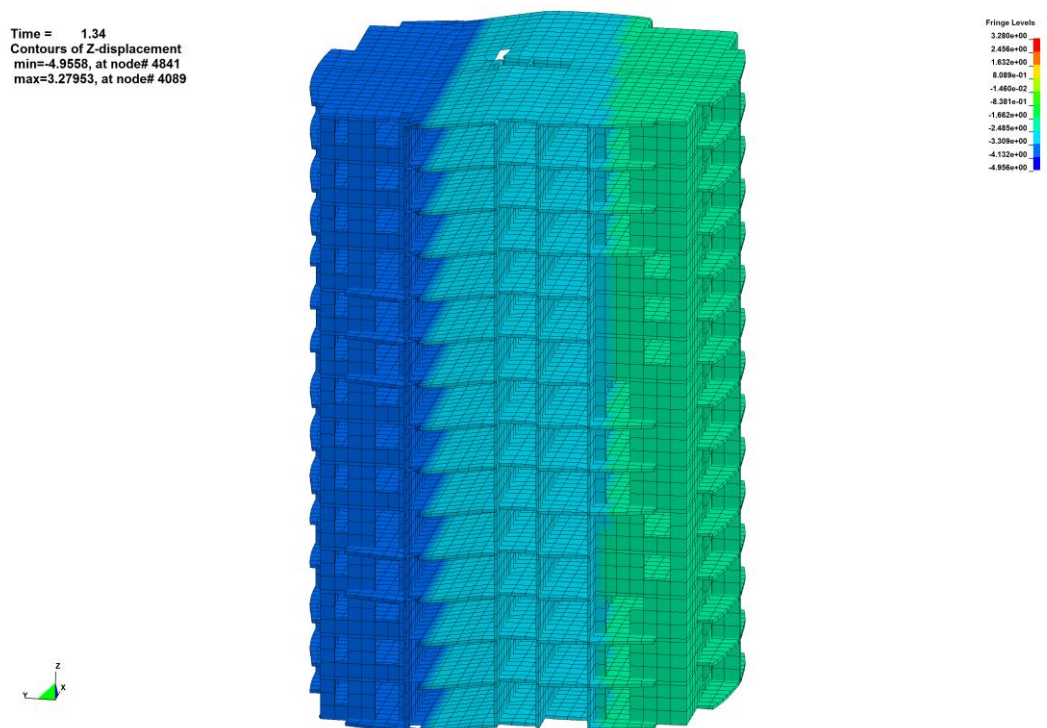


г) $t = 0,8$ с

Рис.2.26. Интенсивность напряжений σ_i при массе заряда $m = 150$ кг



а) вертикальное перемещение точки
неразрушенного перекрытия над зоной взрыва w , м

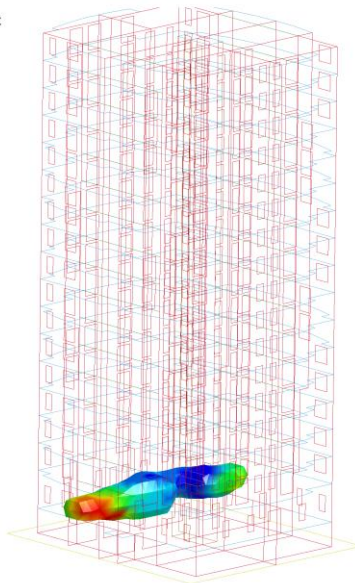


а) изополя вертикальных перемещений w , м

Рис.2.27. Вертикальные перемещения точки при массе заряда $m = 150$ кг

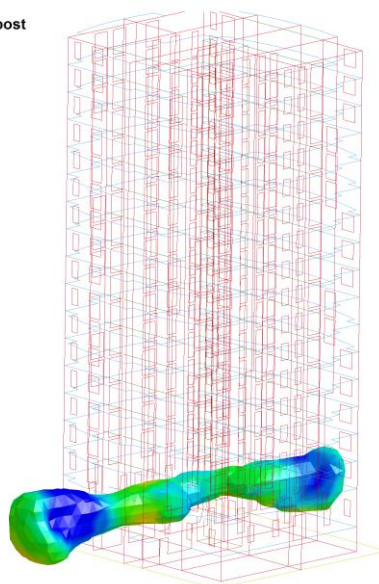
На рис.2.28 показано распространение ударной волны при массе ТНТ $m = 150$ кг для моментов времени $t = 0,21$ с (рис.2.28а), и $t = 0,25$ с (рис.2.28б), $t = 0,35$ с (рис.2.28в) и $t = 0,5$ с (рис.2.28г).

LS-DYNA keyword deck by LS-Prepost
Time = 0.20996
Contours of Pressure
max IP. value
min=13080.3, at elem# 182710
max=201679, at elem# 180236



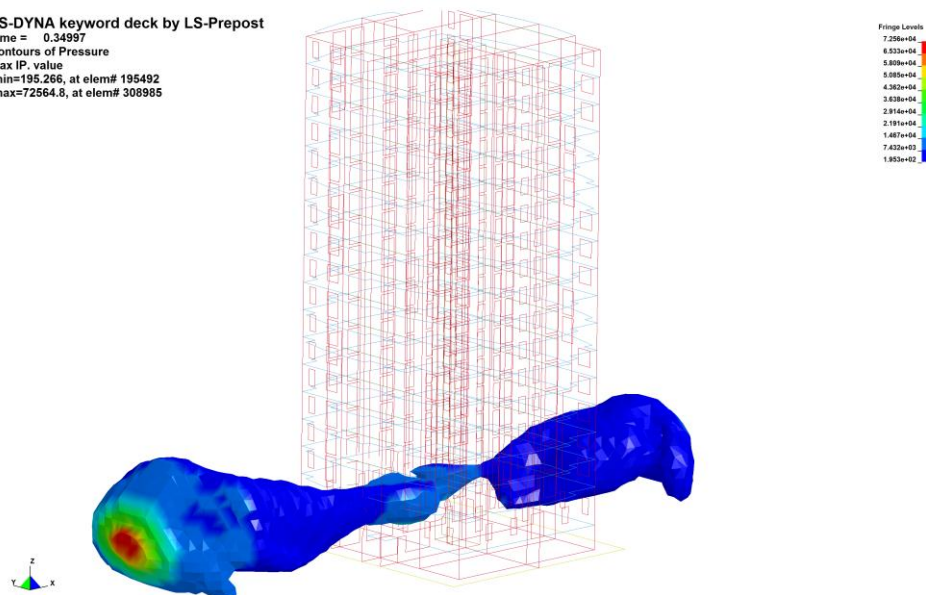
а) $t = 0,21$ с

LS-DYNA keyword deck by LS-Prepost
Time = 0.24994
Contours of Pressure
max IP. value
min=3139.66, at elem# 186727
max=50864.5, at elem# 184854



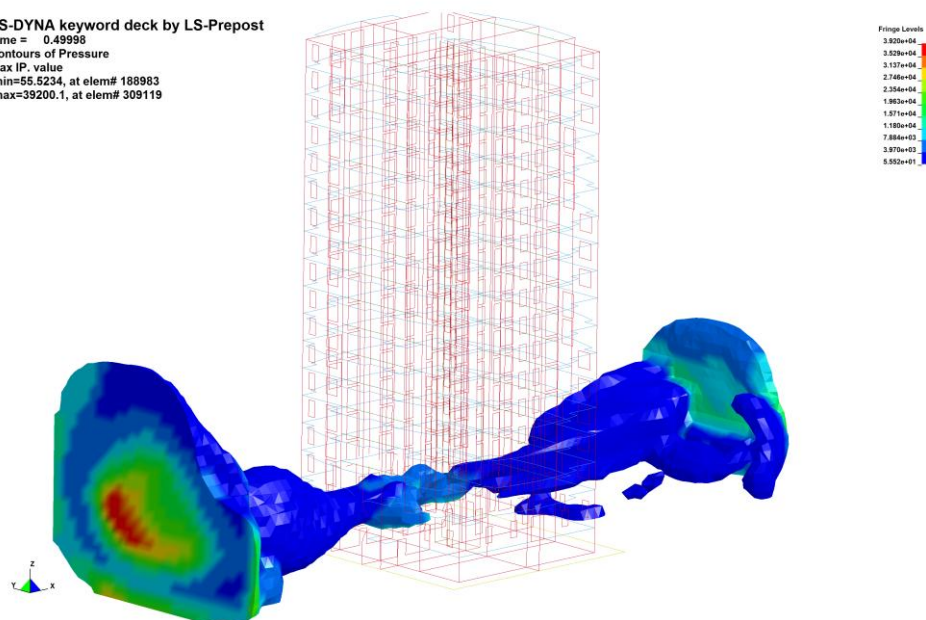
б) $t = 0,25$ с

LS-DYNA keyword deck by LS-Prepost
Time = 0.34997
Contours of Pressure
max IP. value
min=195.266, at elem# 195492
max=72564.8, at elem# 309985



в) $t = 0,35$ с

LS-DYNA keyword deck by LS-Prepost
Time = 0.49998
Contours of Pressure
max IP. value
min=55.5234, at elem# 188983
max=39200.1, at elem# 309119



г) $t = 0,5$ с

Рис.2.28. Распространение ударной волны
при массе заряда ТНТ $m = 150$ кг

В рассматриваемом случае прогрессирующее обрушение конструкций происходит при массе заряда 150 кг. По оценкам специалистов масса заряда при взрыве в жилых домах в 1999 г. в г. Москва составляла 300 кг. В результате проведенных в работе исследований установлено, что увеличение сечения несущих железобетонных стен первых двух этажей с 200 до 250 мм позволяет обеспечить взрывобезопасность здания при взрыве заряда массой до 400 кг.

Разработанные методики детерминированного расчета зданий и сооружений на внешнее и внутреннее взрывное воздействие позволяют рассматривать различные сценарии локальных разрушений с возможным последующим прогрессирующим обрушением конструкций, разворачивающимся во времени. Таким образом, можно оценивать и повышать взрывобезопасность путем охранных мероприятий и корректировки конструктивных решений, а также проектировать взрывобезопасные здания для зарядов ВВ заданной массы.

ГЛАВА 3. Вероятностная модель прочности и взрывного воздействия

3.1. Параметры случайной прочности бетона

При вероятностном моделировании прочности материала вводится нормативное значение кубиковой прочности бетона, принимаемое с обеспеченностью 0,95 и определяемое с помощью выражения [49]:

$$R_n = m_R(1 - 1,64v), \quad (3.1)$$

где R_n – нормативная кубиковая прочность;

v – коэффициент вариации, характеризующий однородность прочности.

Коэффициент вариации при изготовлении бетона варьируется в пределах от 0,05 до 0,25. Для назначения R_n принимается нормативный коэффициент вариации v_n , который для тяжелых бетонов составляет $v_n = 0,135$ при сжатии и $v_n = 0,165$ при растяжении.

В качестве основного показателя при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций принято понятие "класс бетона по прочности" [90]. Классом бетона называется кубиковая прочность R_n , задаваемая с обеспеченностью 0,95. Если известен коэффициент вариации v , то среднее значение m_R будет равно:

$$m_R = \frac{R_n}{1 - 1,64v}. \quad (3.2)$$

Значение коэффициента вариации существенно влияет на среднюю прочность класса бетона. Например, бетоны B25 и B30 в зависимости от однородности сопротивления материала будут иметь среднюю прочность, на которую они будут подобраны, и которую надо обеспечить на производстве (рис.3.1). Как видно из рис.3.1, средняя прочность бетона порядка 33 МПа может соответствовать как классу B25 при $v_b = 0,2$ (нижняя кривая), так и классу B30 при $v_b = 0,05$ (верхняя кривая).

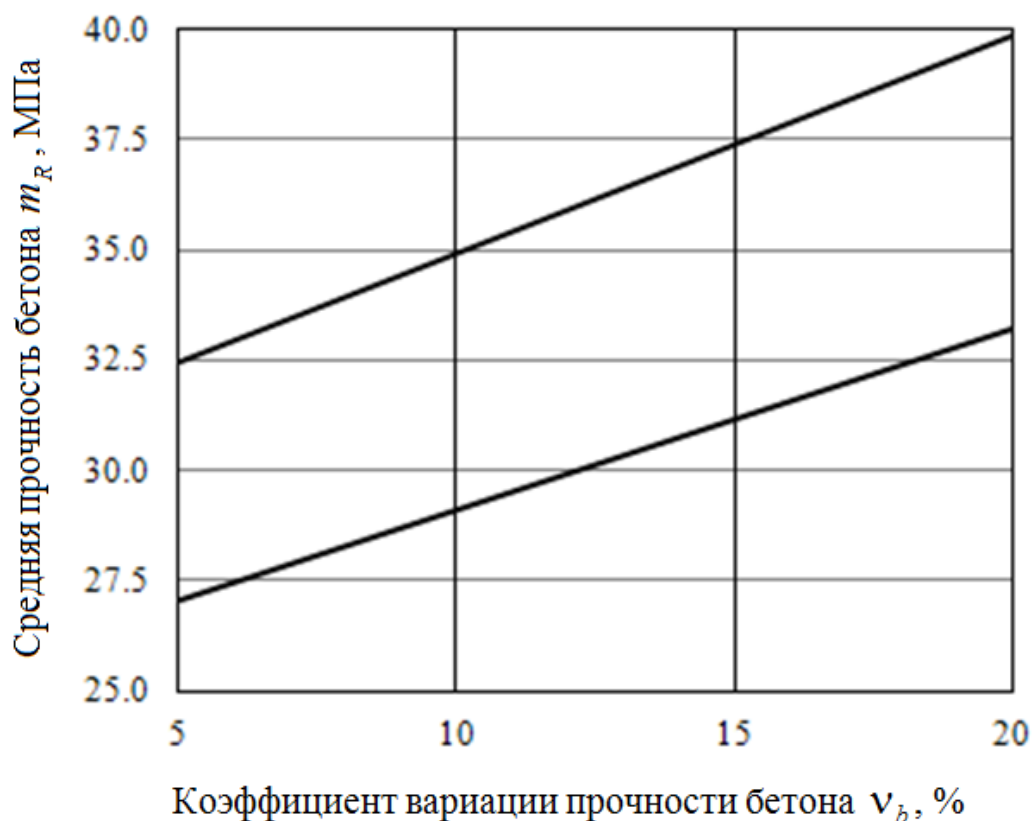


Рис.3.1. График зависимости m_R от коэффициента вариации v_b

Для вероятностных расчетов необходимо определить параметры закона распределения прочности материала – математическое ожидание и среднеквадратическое отклонение. Следует задать обеспеченность нормативного сопротивления и коэффициент вариации.

$$m_s = \frac{R_s}{1 - 1,48v_s}, \quad s_{R_s} = m_s v_s. \quad (3.3)$$

Закон Вейбулла наилучшим образом описывает распределение прочности бетона. Плотность и функция распределения закона Вейбулла имеют следующий вид:

$$\left\{ \begin{array}{l} f(x) = \frac{b}{a} \cdot \left(\frac{x}{a}\right)^{b-1} \cdot e^{-\left(\frac{x}{a}\right)^b} \\ F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{a}\right)^b} \end{array} \right., \quad (3.4)$$

где a – параметр масштаба,
 b – параметр формы.

3.2. Исследование чувствительности давления во фронте ударной волны от различных параметров

Взрывное воздействие – нестационарный случайный процесс, зависящий от множества факторов. Определим параметры взрывной нагрузки, которые оказывают наибольшее влияние на давление во фронте ударной волны.

Ударная волна может отражаться от различных предметов и поверхностей (грунт, строительные конструкции), в результате чего волна сильно искажается (рис.3.2) [126].

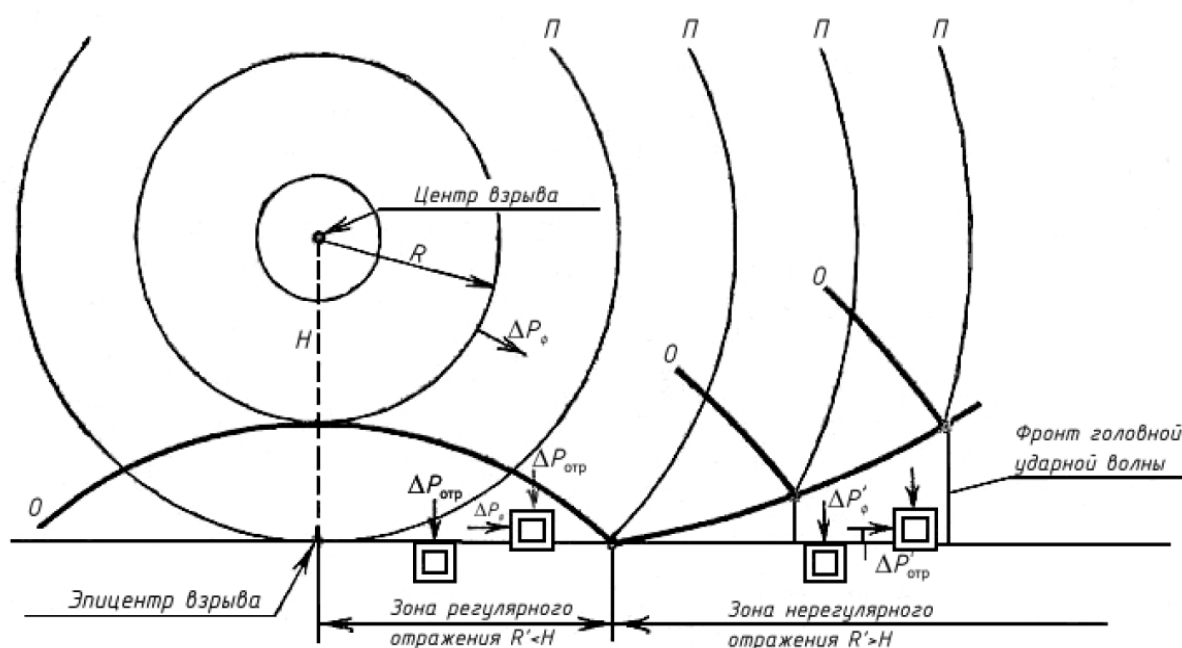


Рис.3.2. Волнообразование при воздушном взрыве:

П – фронт падающей волны; О – фронт отраженной волны.

Взрыв может иметь направленное (кумулятивное) действие, в результате чего происходит значительное увеличение давления во фронте (взрыв в г. Оклахома, когда заряды ВВ были выставлены в форме буквы **J**).

На формирование взрывной волны оказывают влияние масса и геометрическая форма заряда, физические параметры материала ВВ (например, плотность). При этом говорить о конкретных значениях взрывной нагрузки можно лишь с определенной долей вероятности [2, 87].

В разных литературных источниках приводятся отличные друг от друга справочные данные для ВВ [67, 117]. В рамках работы проведено исследование чувствительности давления в фиксированной точке пространства в зависимости от исходных параметров уравнения JWL (2.7) и физических параметров модели материала ВВ (ТНТ). Результаты приведены на графиках на рис.3.3. Величина данных параметров варьировалась в пределах 5%. Кривая p построена при исходных значениях, приведенных в табл.2.1.

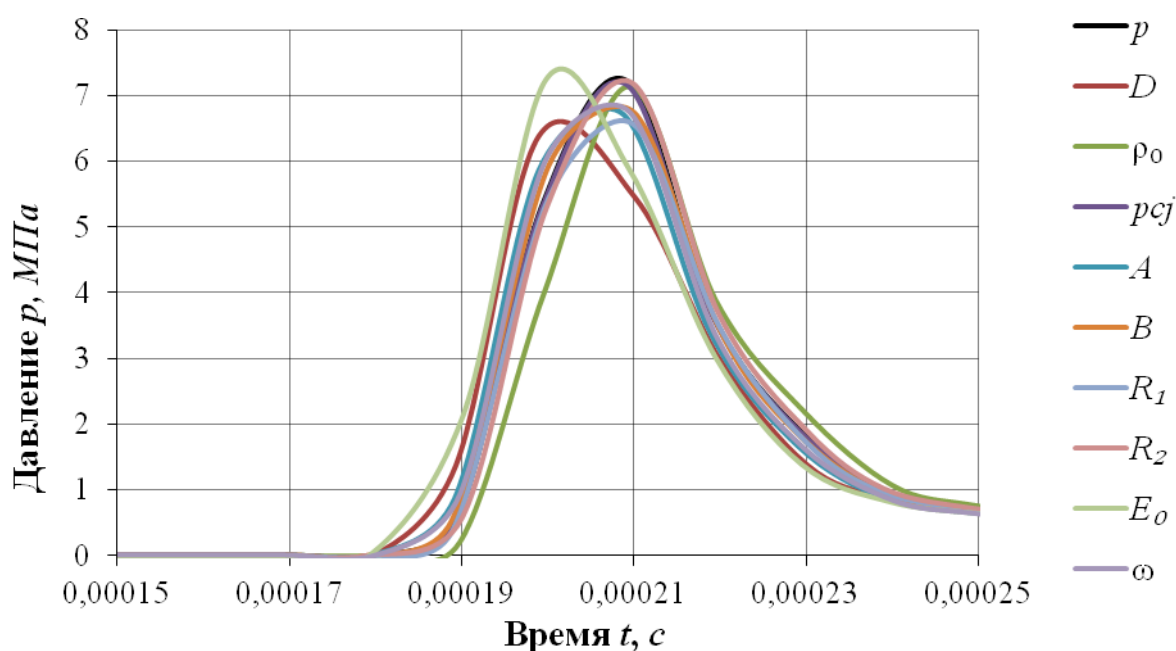


Рис.3.3. Чувствительность давления в точке

Из приведенных данных следует, что рассматриваемые параметры оказывают значительное влияние на характер изменения давления во времени.

В качестве случайного параметра можно выбрать плотность ВВ. Разброс плотности ТНТ составляет от 1200 до 1700 кг/м³.

Экспериментально влияние плотности заряда ВВ на параметры ударной волны при сферическом взрыве исследовалось в работах [102, 103] с помощью оптической регистрации движения фронта и определения скорости его распространения. В них отмечается, что уменьшение плотности ВВ приводит к снижению избыточного давления на фронте ударной волны вблизи заряда, однако на расстояниях $\bar{R} > 0,8$ влияние плотности ВВ на параметры волны исчезает.

Однако от плотности зависят и остальные характеристики ВВ, и при таком подходе к численному моделированию случайного взрывного воздействия необходима большая база данных по параметрам уравнения состояния JWL. Такие данные есть лишь в ограниченном объеме, например для ВВ ТЭН (табл.3.1). Поэтому использовать плотность в качестве случайного параметра затруднительно.

Табл.3.1. Параметры Чепмена-Жуге, коэффициенты уравнения JWL для ТЭН

Вид ВВ	Параметры Чепмена-Жуге					Коэффициенты уравнения JWL					
	ρ_0 , г/см ³	P , ГПа	D , км/с	E_0 , ГПа	Γ	A , ГПа	B , ГПа	C , ГПа	R_1	R_2	ω
ТЭН	0,880	6,2	5,17	5,02	2,668	348,6	11,288	0,941	7,00	2,00	0,24
ТЭН	1,260	14,0	6,54	7,19	2,831	573,1	20,160	1,267	6,00	1,80	0,28
ТЭН	1,500	22,0	7,45	8,56	2,788	625,3	23,290	1152	5,25	1,60	0,28
ТЭН	1,770	33,5	8,30	10,10	2,640	617,0	16,926	0,699	4,40	1,20	0,25

Анализ эмпирических формул (2.10-2.18) и результаты проведенных исследований чувствительности давления показывают, что в качестве случайного параметра взрывной нагрузки удобно принять массу заряда ВВ, т.к. она оказывает влияние на величину давления во фронте на всем протяжении распространения ударной волны.

3.3. Параметры случайного взрывного воздействия

Взрывное воздействие является высоконелинейным процессом, зависящим от множества условий и параметров. При оценке надежности построение аналитического выражения для функции распределения нагрузочного эффекта Q является сложной задачей.

Для вероятностного моделирования взрывного воздействия определим плотности распределения давления, величины стандартов давления ударной волны в определенных рассматриваемых точках пространства.

Выполним численное моделирование взрывного воздействия и проведем ряд статистических испытаний, в каждом опыте будем регистрировать давление в нескольких точках, равноудаленных от центра взрыва.

Для случайного заряда ТНТ, предполагая, что масса распределена по нормальному закону с математическим ожиданием массы заряда $m_m = 30$ кг и коэффициентом вариации $v_m = 0,2$, был получен ряд значений. Плотность распределения нормального закона имеет вид [27]:

$$f(m) = \frac{1}{s_m \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(m-m_m)^2}{2s_m^2}}, \quad (3.5)$$

где $s_m = m_m \cdot v_m$.

На рис.3.4 приведены ненормированные гистограммы для случайных масс заряда ВВ. На рис.3.5, 3.6 построены кривые плотности распределения и функции распределения для массы заряда.

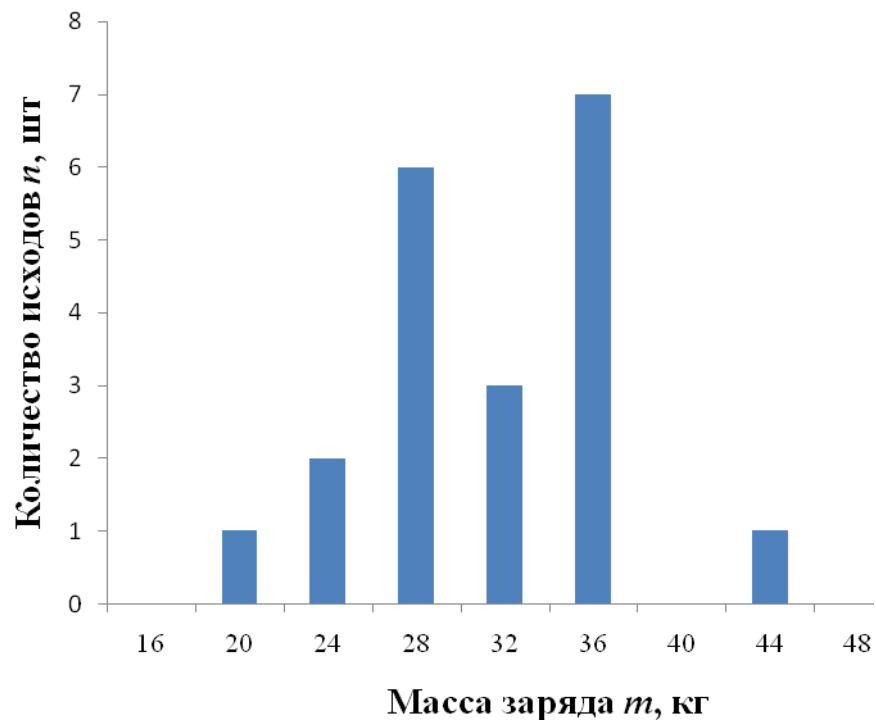


Рис.3.4. Гистограмма массы t заряда ТНТ

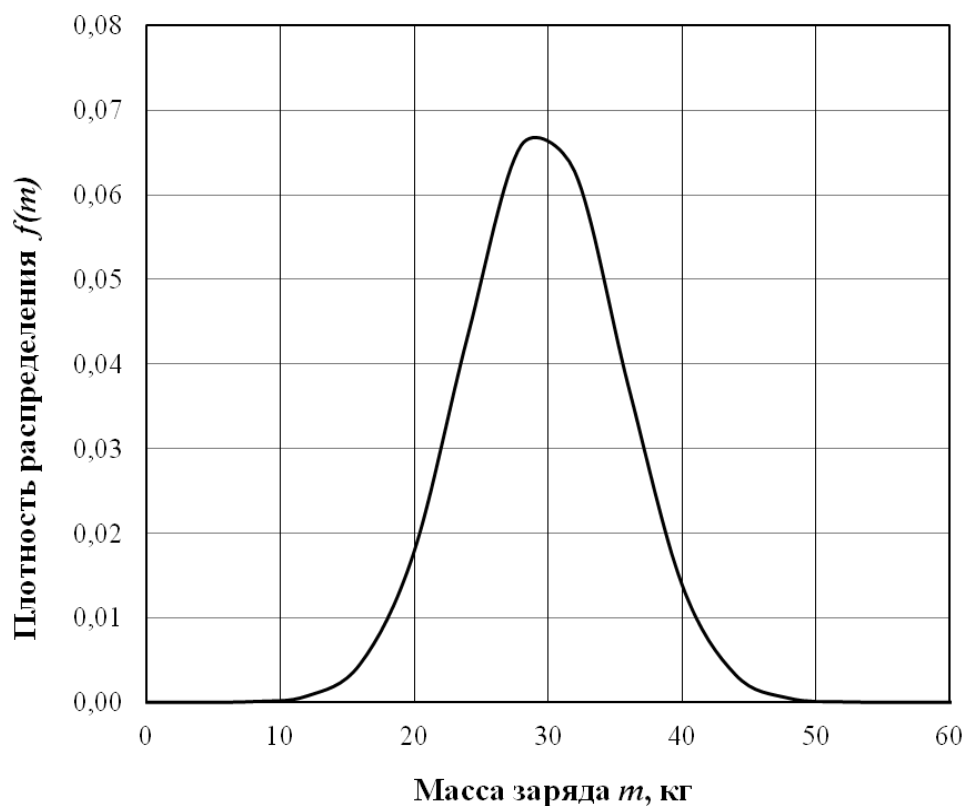


Рис.3.5. Плотность распределения t заряда ТНТ

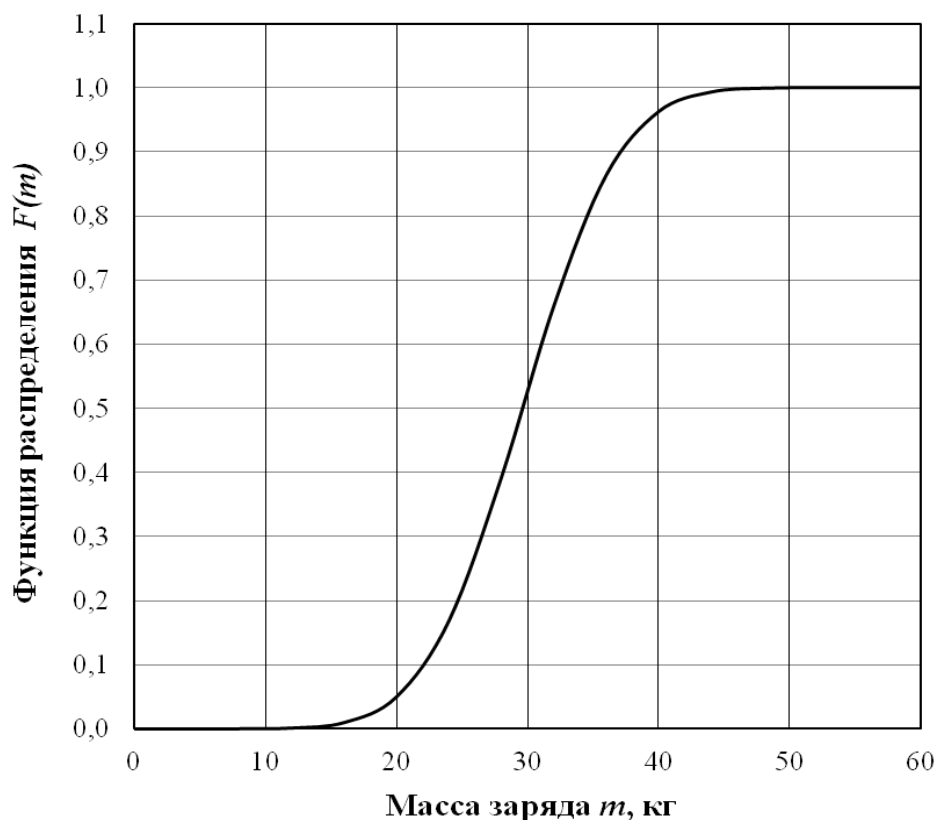


Рис.3.6. Функция распределения m заряда ТНТ

На рис.3.7 приведена гистограмма, на рис.3.8, 3.9 построены кривые плотности распределения и функции распределения для давления в точке, расположенной на расстоянии 0,813 м от центра взрыва.

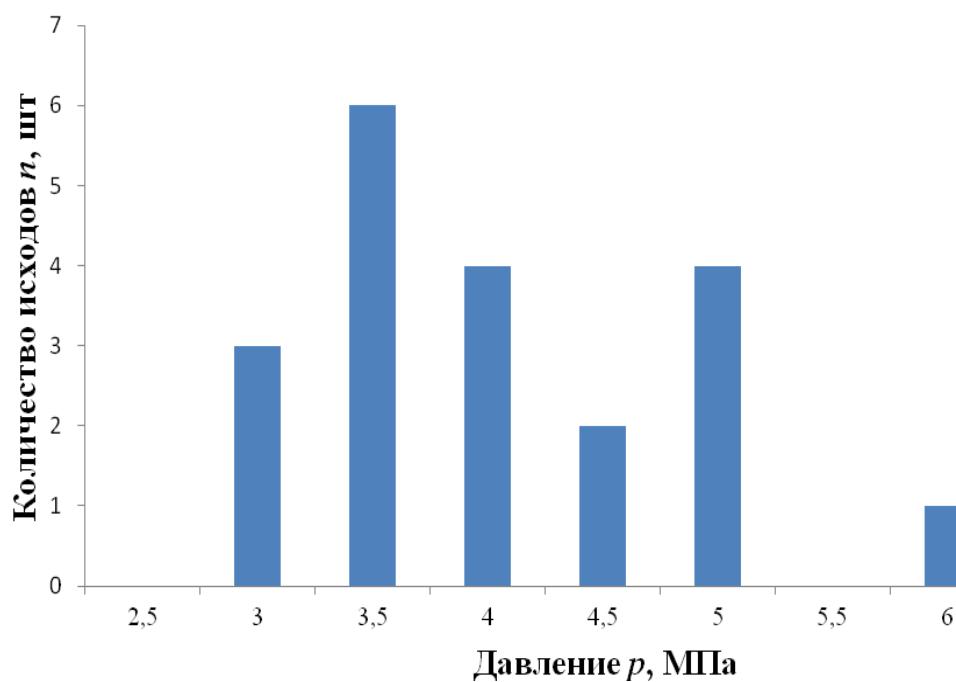


Рис.3.7. Гистограмма давления p в точке 0,813 м

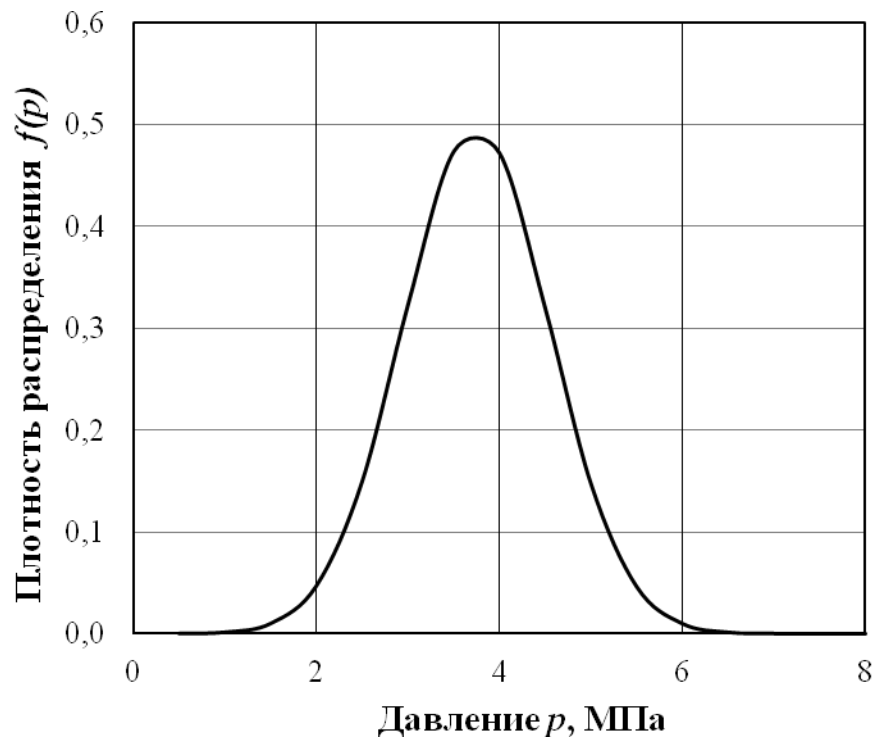


Рис.3.8. Плотность распределения давления p в точке 0,813 м

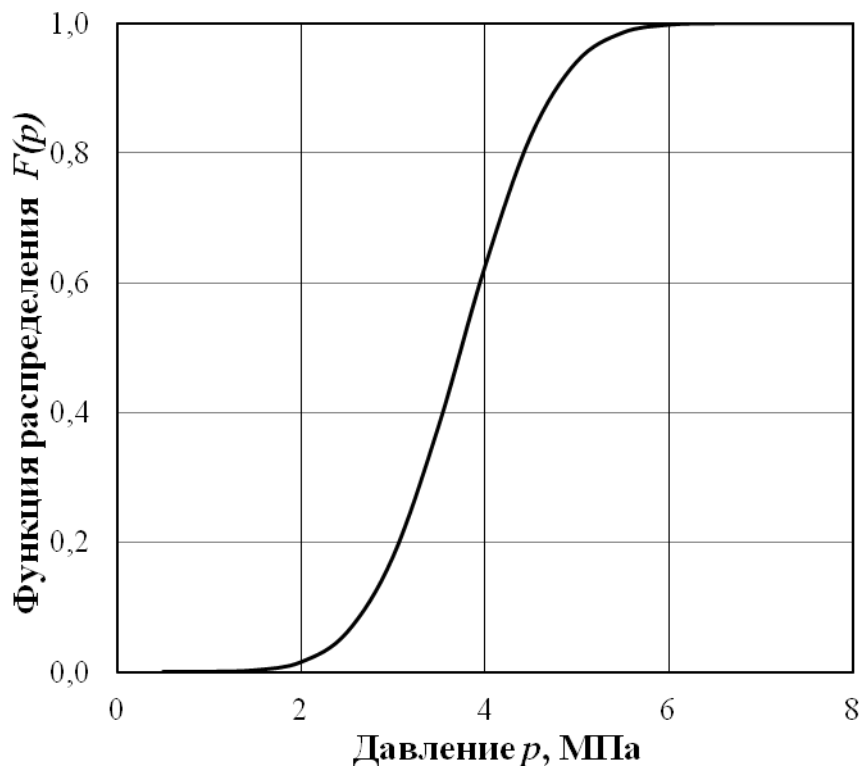


Рис.3.9. Функция распределения давления p в точке 0,813 м

На рис.3.10 построена кривая зависимости коэффициента вариации давления ν_p от расстояния от центра взрыва.

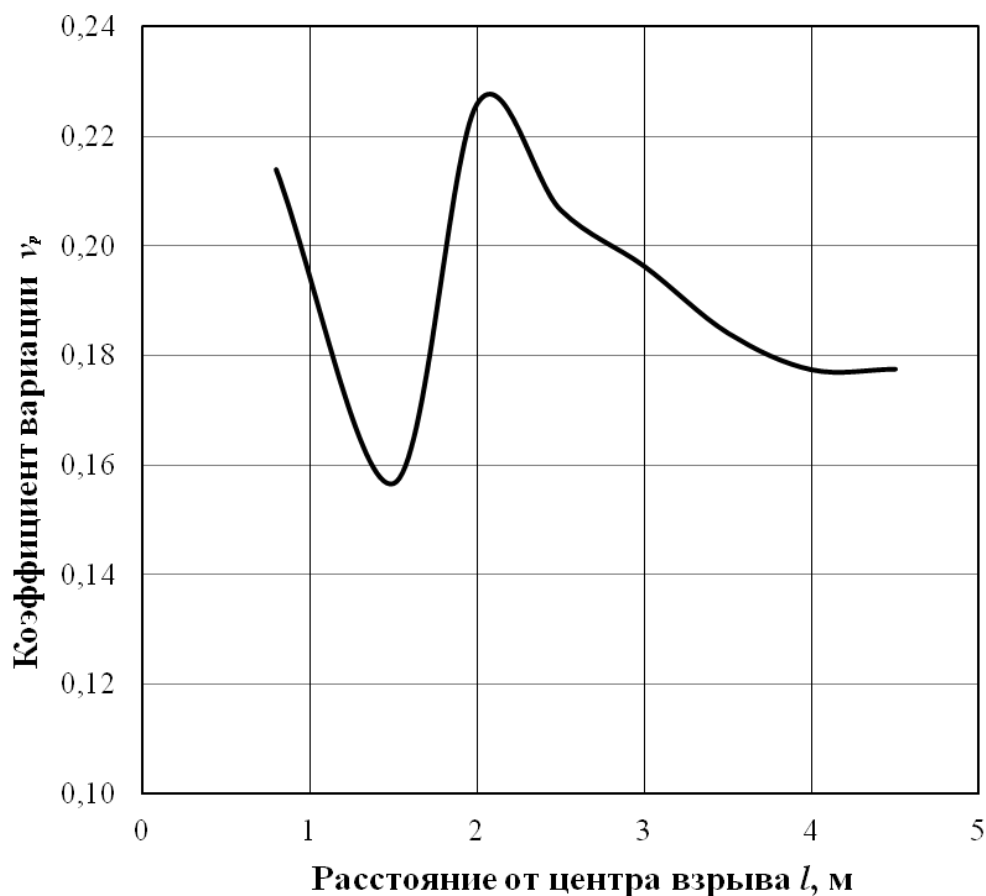


Рис.3.10. Изменение коэффициента вариации ν_p

В результате, коэффициент вариации давления в рассматриваемой точке составил $\nu_p = 0,214$. При этом, чем меньше переменная $\bar{R}$ (т.е. больше масса заряда или более близкое расположение рассматриваемой точки относительно центра заряда), тем выше коэффициент вариации давления ν_p .

Для центральной точки стены при расположении заряда ВВ на расстоянии 3 м были определены параметры отклика конструкции при случайной взрывной нагрузке.

На рис.3.11 приведена гистограмма, на рис.3.12, 3.13 построены кривые плотности распределения и функции распределения для горизонтального перемещения v точки в середине.



Рис.3.11. Гистограмма горизонтального перемещения v



Рис.3.12. Плотность распределения горизонтального перемещения v

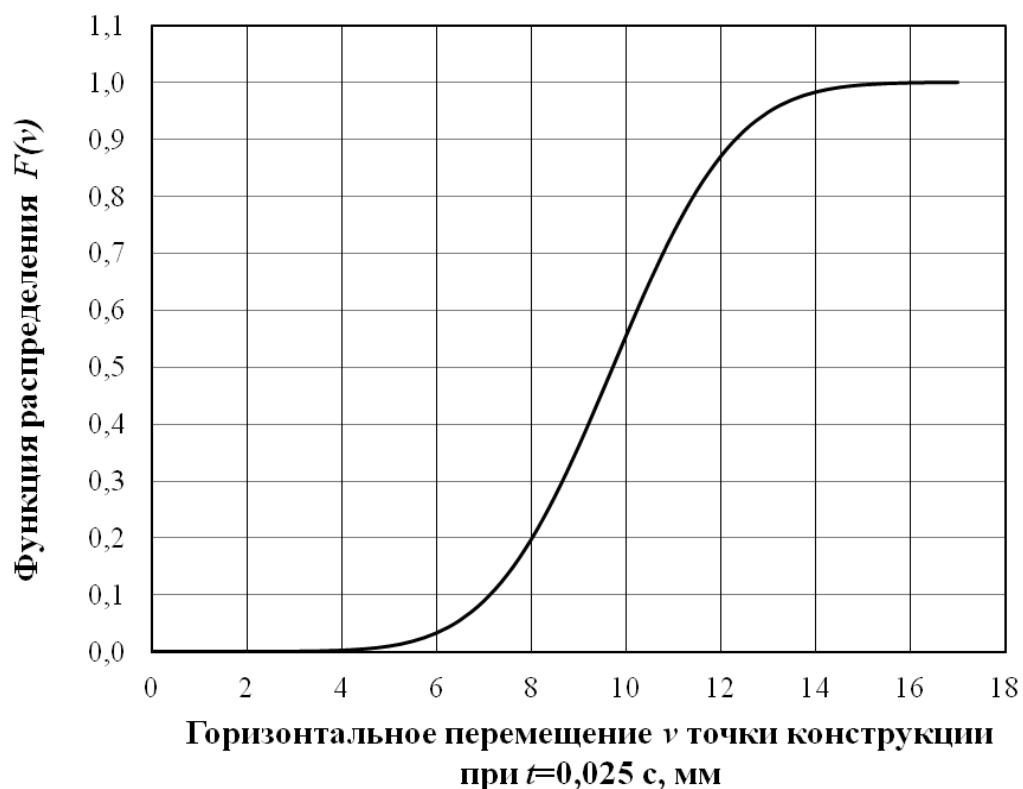


Рис.3.13. Функция распределения горизонтального перемещения v

На рис.3.14 приведена гистограмма, на рис.3.15, 3.16 построены кривые плотности распределения и функции распределения для горизонтального перемещения u точки конструкции.

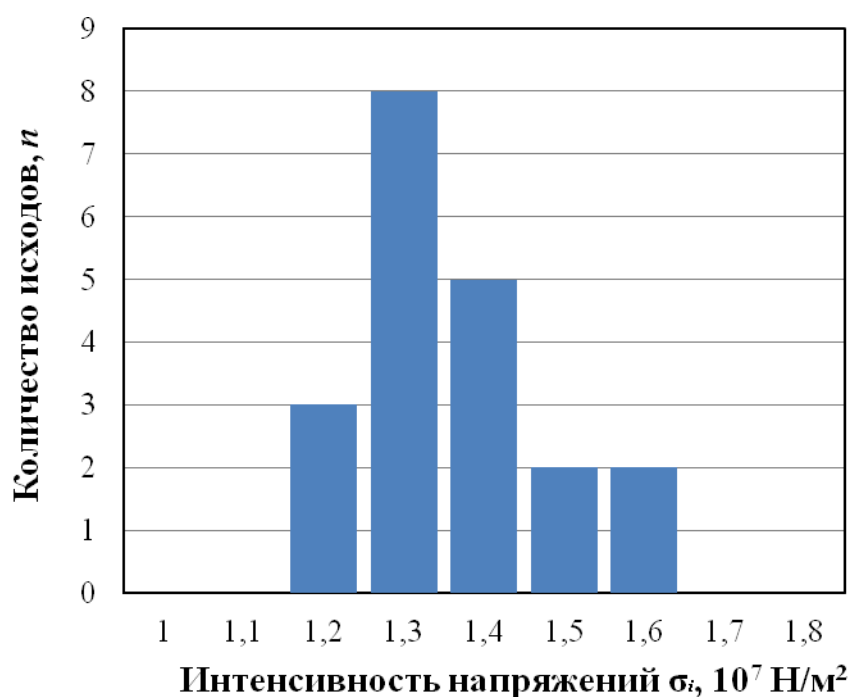


Рис.3.14. Гистограмма интенсивности напряжений σ_i

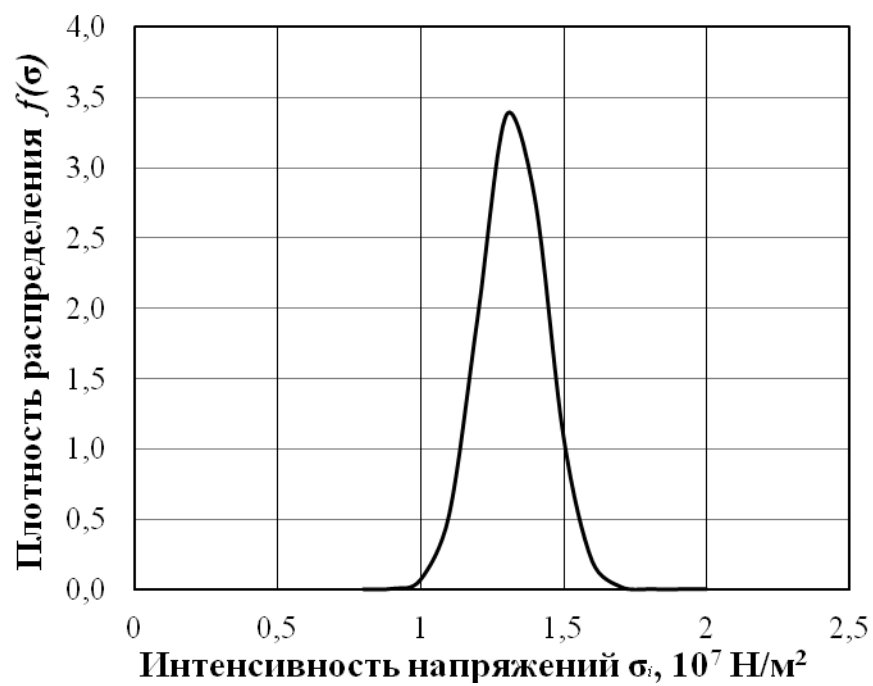


Рис.3.15. Плотность распределения интенсивности напряжений σ_i



Рис.3.16. Функция распределения интенсивности напряжений

Для вероятностного моделирования взрыва в качестве случайного параметра можно использовать массу заряда ВВ, которая оказывает наибольшее влияние на давление во фронте ударной волны. Изменчивость давления увеличивается при увеличении интенсивности взрывного воздействия. Таким образом, выполнено вероятностное моделирование случайного взрывного воздействия при заданных параметрах случайной массы заряда ВВ.

ГЛАВА 4. Оценка надежности зданий и сооружений при случайном взрывном воздействии

4.1. Метод статистических испытаний

С помощью метода статистических испытаний возможно моделировать любые процессы, на протекание которых оказывают влияние случайные факторы. Суть метода заключается в установлении зависимостей между различными параметрами случайных процессов и величинами, являющимися решениями задач математического анализа (значениями интегралов, решениями дифференциальных уравнений и т.д.) и характеризующими состояние рассматриваемой системы [49, 75]. В этом случае, результаты вычислений сложных аналитических выражений можно заменить значениями соответствующих вероятностей или математических ожиданий, определенных экспериментально. Широкое развитие метод получил благодаря стремительному развитию возможностей вычислительной техники.

Данный метод имеет особенность, которая состоит в том, что оценка погрешности проведенных вычислений является случайной величиной, т.е. нельзя определенно сказать, что ошибка превысит какое-либо значение. Можно лишь определить интервал, границы которого ошибка не превзойдет с вероятностью близкой к единице. Эту принципиальную особенность метода статистических испытаний позволяет нивелировать применение ЭВМ, т.к. в любом из существующих методов оценки надежности присутствует отличная от нуля вероятность появления ошибки из-за сбоя машины [75].

Метод статистических испытаний возможно алгоритмизировать для решения на ЭВМ. Идея и схема метода заключаются в следующем. По схеме Бернулли проводится определенное количество испытаний. В каждом испытании по известным законам распределения производится генерирование тем или иным способом случайных реализаций всех исходных величин, в которые входят параметры конструкций R и нагрузки Q . Далее проводится детерминированный расчет значений R и Q как функций этих реализаций и, в

случае расчета на прочность, проверяется условие $R - Q < 0$. Если условие выполняется, то исходом испытания считается отказ [75]. При этом частота появления отказа ν рассматривается как оценка вероятности отказа конструкции:

$$\nu = \frac{k}{m} \approx P_f, \quad (4.1)$$

где k – число отказов; m – общее число испытаний.

Метод статистических испытаний основан на ряде теорем.

1. Теорема Бернулли: при неограниченном увеличении числа испытаний $m \rightarrow \infty$, частота события сходится по вероятности к его вероятности $\nu \approx P_f$.

2. Теорема Хинчина (закон больших чисел), утверждающая, что среднее эмпирическое значение частоты ν при $m \rightarrow \infty$ стремится к ее математическому ожиданию.

3. Теорема Линдеберга-Леви (центральная предельная теорема), утверждающая, что среднее значение частоты ν имеет асимптотически нормальное распределение.

Известно, что число отказов описывается биномиальным законом распределения [27]. Как утверждают теоремы сложения, биномиальное распределение устойчиво при сложении независимых величин, и сумма взаимно независимых случайных величин имеет нормальное распределение только тогда, когда все они распределены нормально [75]. Поэтому метод статистических испытаний требует обязательного анализа точности и надежности полученной оценки ν , т.е. построения доверительного интервала для искомой вероятности P_f , которая зависит от числа испытаний m .

При малом числе опытов, а также, если вероятность отказа $p = P_f$ очень велика или очень мала, доверительный интервал строится, исходя не из приближенного, а из точного закона распределения частоты. Число появлений события A в m опытах распределено по биномиальному закону, следовательно, вероятность появления данного события ровно k раз равна:

$$P_{m,k} = C_m^k p^k (1-p)^{m-k}. \quad (4.2)$$

Т.к. k – целое число, то это распределение дискретно. При проведении испытаний нам же известны значения k , m и неизвестно значение p .

С помощью распределения (4.2) доверительный интервал I_β можно построить следующим образом. Допустим, что известна вероятность p , и требуется найти интервал частот v_1 , v_2 , в который с вероятностью $\beta = 1 - \alpha$ попадает частота события v . В связи с тем, что частота отказа является прерывной случайной величиной, а распределение (4.2) является не симметричным, то интервала с вероятностью попадания с точностью β может и не существовать. Поэтому выберем в качестве интервала v_1 , v_2 , самый малый интервал, вероятность попадания левее которого и правее которого будет больше $\frac{\alpha}{2}$.

При определенном числе испытаний m кривые, ограничивающие «доверительную область», определяются с помощью уравнений [27]:

$$\sum_{m=k}^n C_n^m p^m (1-p)^{n-m} = \frac{\alpha}{2}, \quad (4.3)$$

$$\sum_{m=0}^k C_n^m p^m (1-p)^{n-m} = \frac{\alpha}{2}. \quad (4.4)$$

Нижнюю границу p_1 доверительного интервала можно найти, решая уравнение (4.3) относительно p . Верхнюю границу p_2 можно аналогично определить из (4.4).

Чтобы не проводить вычисления каждый раз решения уравнений (4.3) и (4.4) удобно представить графически для нужных значений доверительной вероятности β . Построим области для заданных значений m и β , внутри которых значение вероятности p совместимо с частотой события в опыте v .

На рис.4.1, 4.2 показаны кривые, ограничивающие такие области для $m = 20$ при доверительных вероятностях $\beta = 0,95$ и $\beta = 0,99$ соответственно. По оси абсцисс откладывается частота ν , по оси ординат – вероятность p .

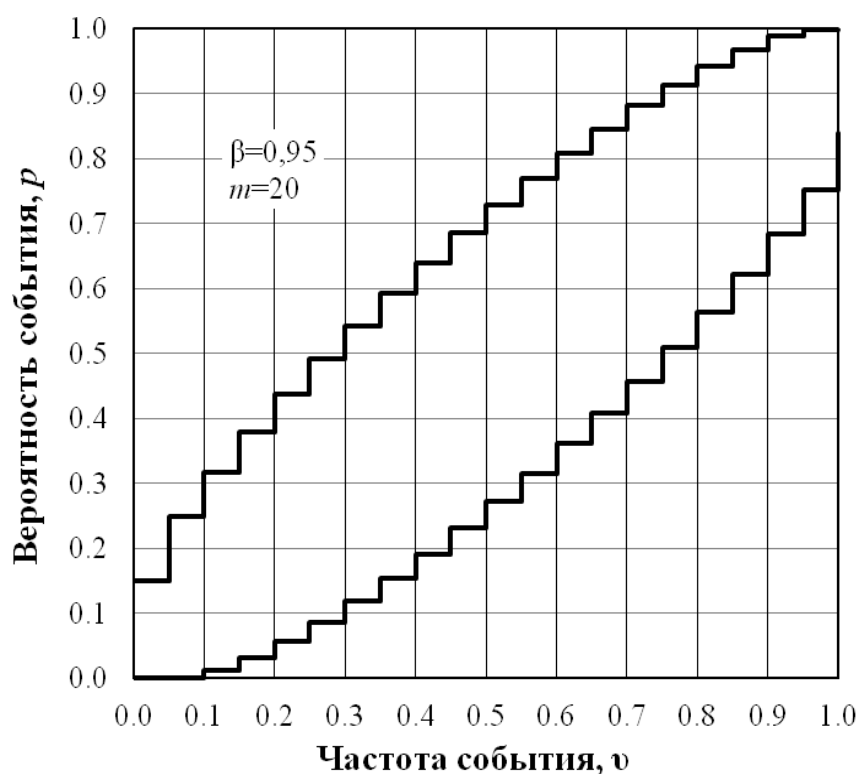


Рис.4.1. Доверительная область при $m = 20$ и $\beta = 0,95$

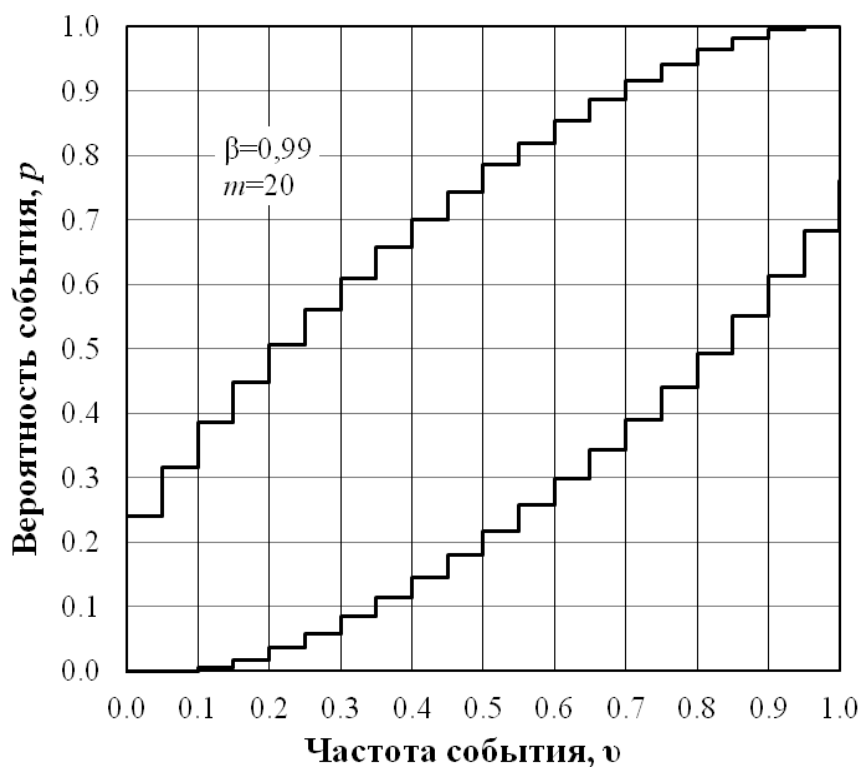


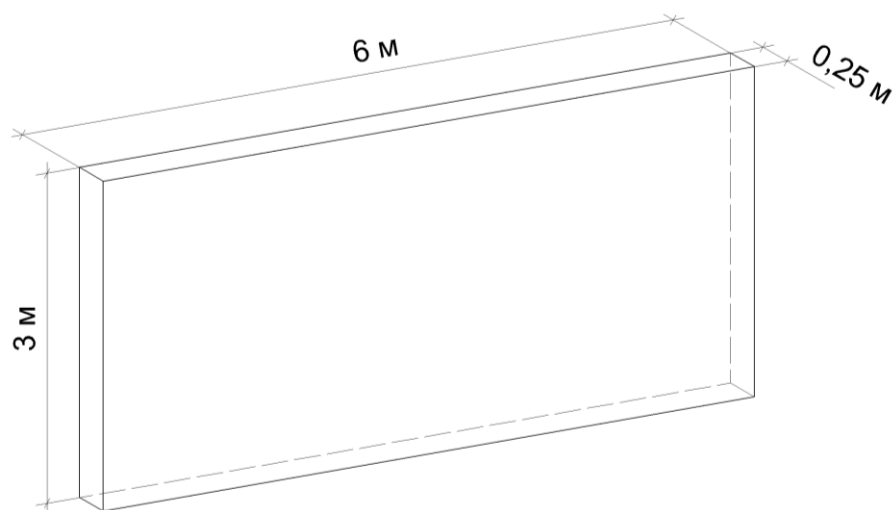
Рис.4.2. Доверительная область при $m = 20$ и $\beta = 0,99$

Истинное значение любой характеристики, определяющей случайную величину, теоретически может быть учтено при бесконечно большом m – числе экспериментов. Для проводимых исследований строительных конструкций при взрывном воздействии, уровень надежности намного ниже, чем при действии только эксплуатационных нагрузок. Поэтому значения вероятности отказа определяются с достаточной точностью при числе испытаний m порядка $10 - 10^2$ (в зависимости от типа задачи).

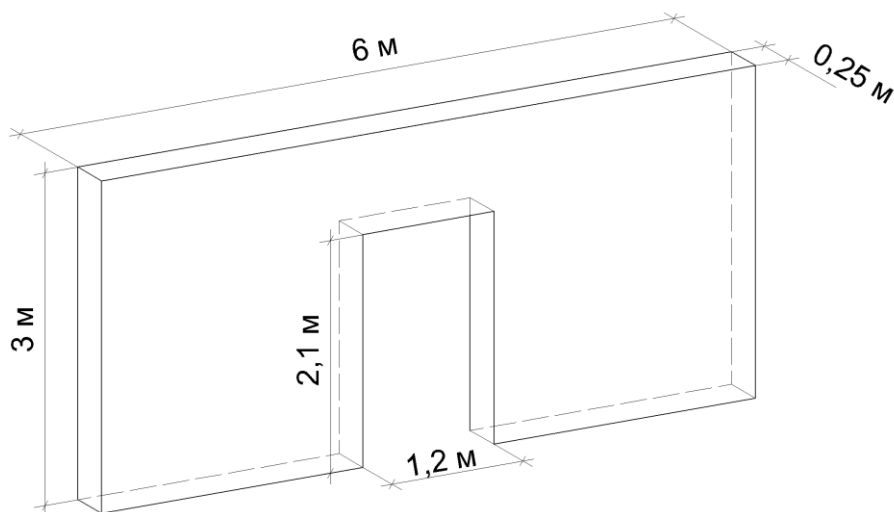
Основная сложность задачи, решаемой методом статистических испытаний, состоит в значительной длительности проводимых расчетов. Однако стремительное развитие возможностей и средств вычислительной техники позволяет значительно экономить вычислительное время.

4.2. Вероятностный расчет железобетонной стены при случайном взрывном воздействии

Выполним оценку надежности железобетонной стены (рис.4.3), рассмотренной в п.2.1, при случайном взрывном воздействии. Материал конструкции – бетон класса *B25*.



а) железобетонная стена



б) железобетонная стена с проемом

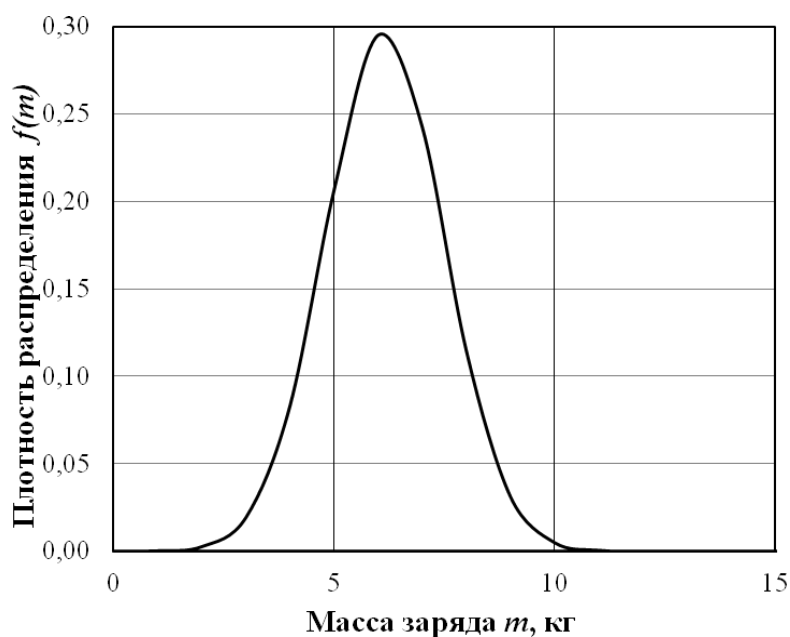
Рис.4.3. Расчетные схемы

За отказ примем разрушение элемента конструкции при развитии пластических деформаций и выполним оценку надежности при случайном взрывном воздействии.

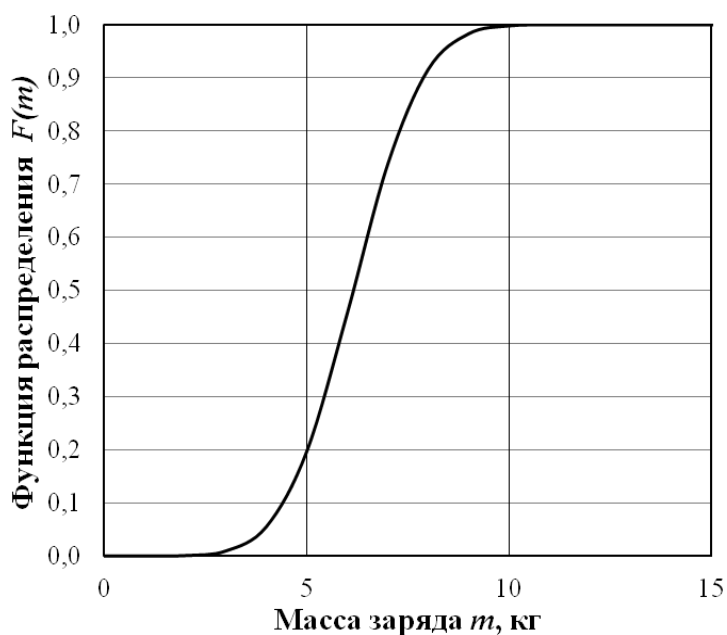
В вероятностных расчетах конструкции использовались детерминированные решения, полученные с учетом физической и геометрической нелинейностей.

Моделирование случайной взрывной нагрузки проводилось согласно п.3.3.

На рис.4.4 приведены плотности и функции распределения для случайной массы заряда ТНТ.



а) плотность распределения



б) функция распределения

Рис.4.4. Вероятностные параметры массы заряда ТНТ

В результате расчетов вероятность отказа железобетонной стены при случайном взрывном воздействии равна:

$$P_f = 0,3.$$

Доверительные интервалы (см. рис.4.1, 4.2) будут соответственно равны:

- для обеспеченности $\beta = 0,95$ – $I_\beta = (0,119; 0,543)$;
- для обеспеченности $\beta = 0,99$ – $I_\beta = (0,085; 0,61)$.

4.3. Вероятностный расчет железобетонной стены при комбинированном случайном взрывном и детерминированном силовом воздействии

Оценим надежность той же железобетонной стены при случайном взрывном воздействии и детерминированном силовом воздействии $N = 1500$ кН/м, приложенном вертикально к верхней грани конструкции.

В этом случае получено следующее значение вероятности отказа:

$$P_f = 0,7.$$

Доверительные интервалы равны:

– для обеспеченности $\beta = 0,95$ – $I_\beta = (0,457; 0,881)$;

– для обеспеченности $\beta = 0,99$ – $I_\beta = (0,39; 0,915)$.

4.4. Вероятностный расчет железобетонной стены на взрывное воздействие при случайной прочности

Выполним оценку надежности рассматриваемой железобетонной стены при случайном взрывном воздействии и детерминированном силовом воздействии и случайной прочности материала.

Вероятностное моделирование прочностных характеристик выполнено с использованием закона Вейбулла (см. п.3.1), для определения параметров масштаба a и b формы которого решалась система уравнений:

$$\begin{cases} a \cdot [\Gamma \cdot (1 + b^{-1})] = m_{Rb}, \\ a^2 \cdot [\Gamma \cdot (1 + 2 \cdot b^{-1}) - \Gamma \cdot (1 + b^{-1})^2] = D_{Rb}. \end{cases}, \quad (4.5)$$

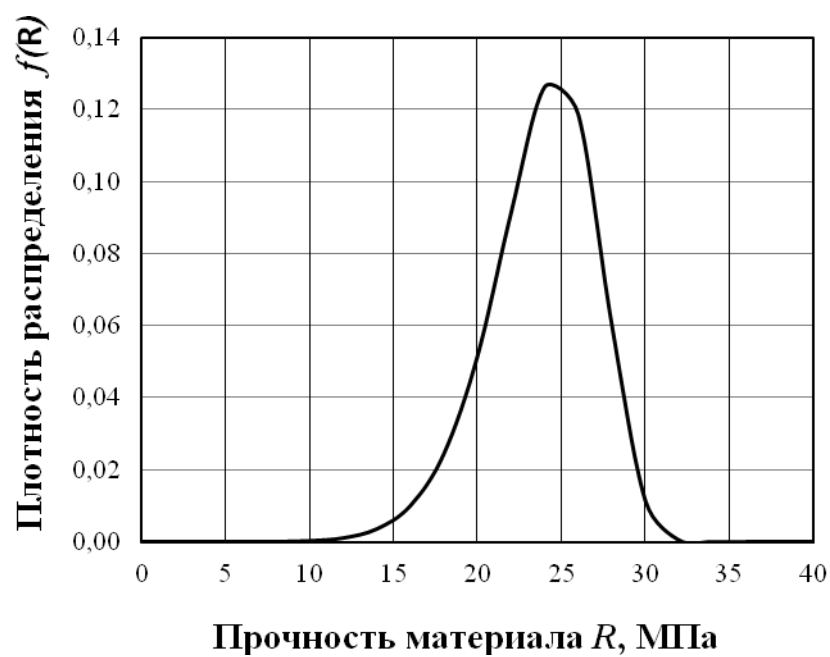
где m_{Rb} , D_{Rb} – математическое ожидание и дисперсия прочности бетона B25;

Γ – гамма-функция.

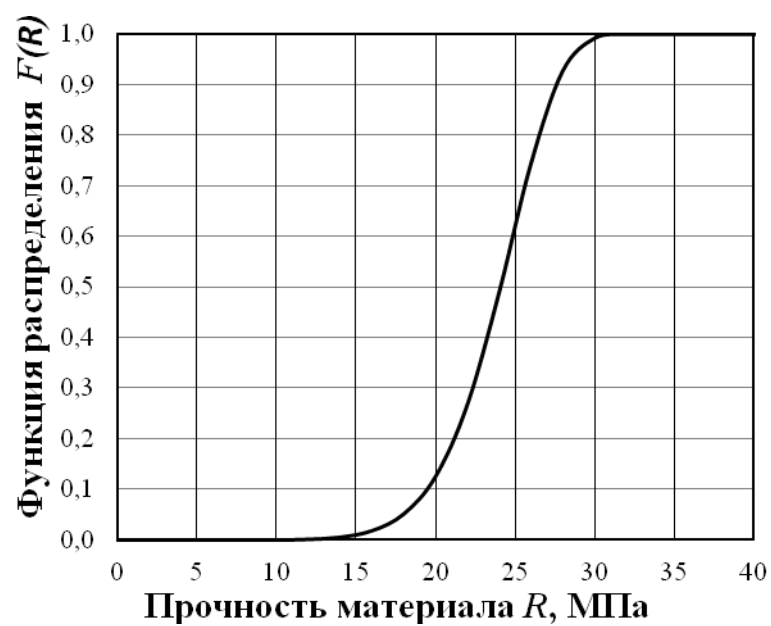
Определим математическое ожидание и стандартное отклонение прочности бетона B25 при коэффициентах вариации $v_{Rb} = 0,135$:

$$m_{Rb} = 23,76 \text{ МПа}; s_{Rb} = m_{Rb} \cdot v_{Rb} = 3,208 \text{ МПа}.$$

На рис.4.5 приведены плотности и функции распределения для случайной прочности материала.



а) плотность распределения



б) функция распределения

Рис.4.5. Вероятностные параметры расчета

В результате расчетов вероятность отказа железобетонной стены при случайном взрывном и детерминированном силовом воздействиях и случайной прочности равна:

$$P_f = 0,45.$$

Доверительные интервалы равны:

– для обеспеченности $\beta = 0,95$ – $I_\beta = (0,231; 0,685)$;

– для обеспеченности $\beta = 0,99$ – $I_\beta = (0,181; 0,743)$.

4.5. Надежность железобетонной стены с проемом при взрыве

Выполним оценку надежности для стены с проемом 2,1x1,2 м (рис.4.3б) при случайном взрывном воздействии и детерминированном силовом воздействии и случайной прочности материала.

Вероятность отказа железобетонной стены с проемом составила:

$$P_f = 0,1.$$

Доверительные интервалы равны:

- для обеспеченности $\beta = 0,95$ – $I_\beta = (0,012; 0,249)$;
- для обеспеченности $\beta = 0,99$ – $I_\beta = (0,00025; 0,317)$.

По результатам расчетов можно сделать следующие выводы.

При учете вертикальной нагрузки вероятность отказа конструкции возрастает в 2,3 раза, а при учете случайной прочности в 1,5 раза. При наличии проема вероятность отказа значительно снижается (в 3 раза) в связи с уменьшением площади воздействия взрывной нагрузки на конструкцию.

4.6. Оценка надежности многоэтажного здания при случайном взрывном воздействии и случайной прочности

Выполним оценку надежности многоэтажного монолитного здания перекрестно-стеновой конструктивной схемы, рассмотренного в п.2.6, при заряда ТНТ со случайной массой в уровне первого этажа и при случайной прочности (рис. 4.6а).

Материал конструкций – бетон класса *B25*.

За отказ примем возникновение прогрессирующего обрушения конструкций здания. Оценка надежности будем проводить при случайном взрывном и детерминированном силовом воздействии и случайной прочности.

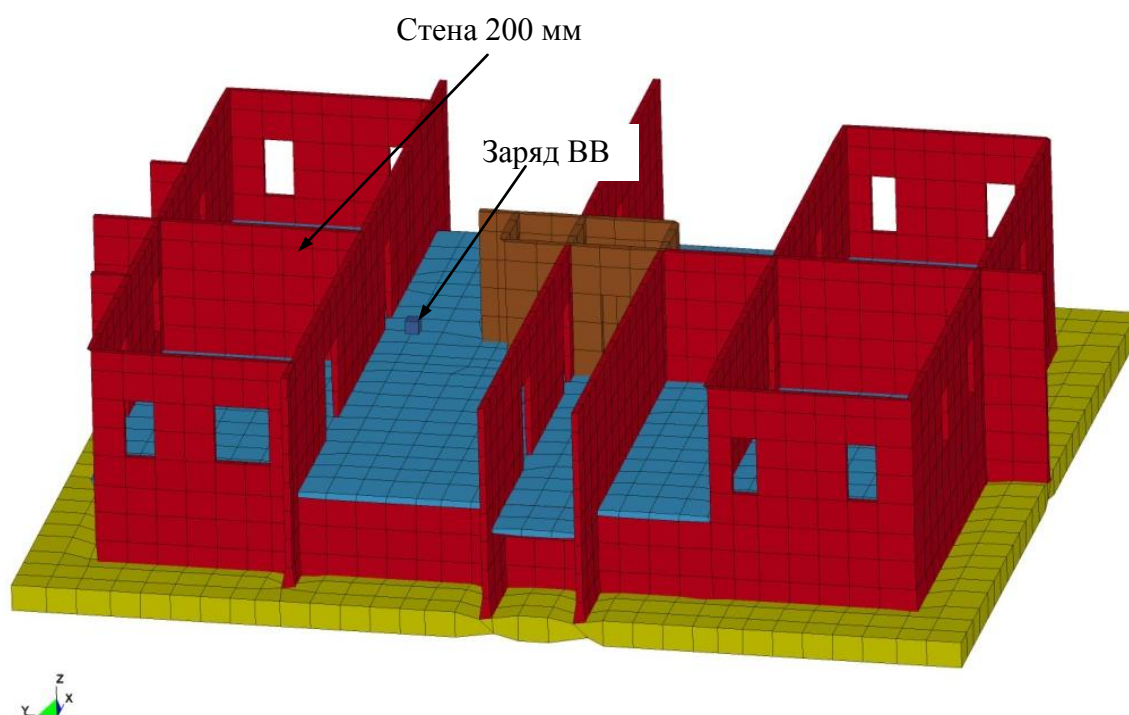
Рассмотрим следующие расчетные случаи.

1. Случайное взрывное воздействие заряда ТНТ с математическим ожиданием массы заряда $m_m = 125$ кг.

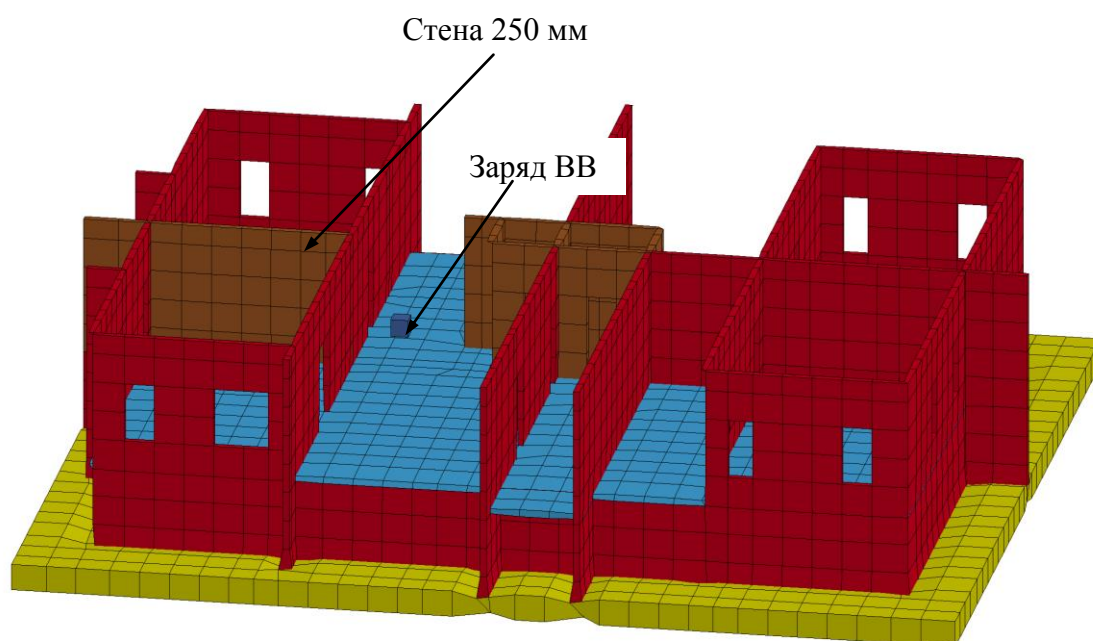
2. Случайное взрывное воздействие заряда ТНТ с математическим ожиданием массы заряда $m_m = 150$ кг.

3. Случайное взрывное воздействие заряда ТНТ с математическим ожиданием массы заряда $m_m = 150$ при увеличении сечения несущей стены с 200 мм до 250 мм (рис.4.6б).

Во всех расчетных случаях коэффициент вариации массы заряда принимался равным $v_m = 0,2$.



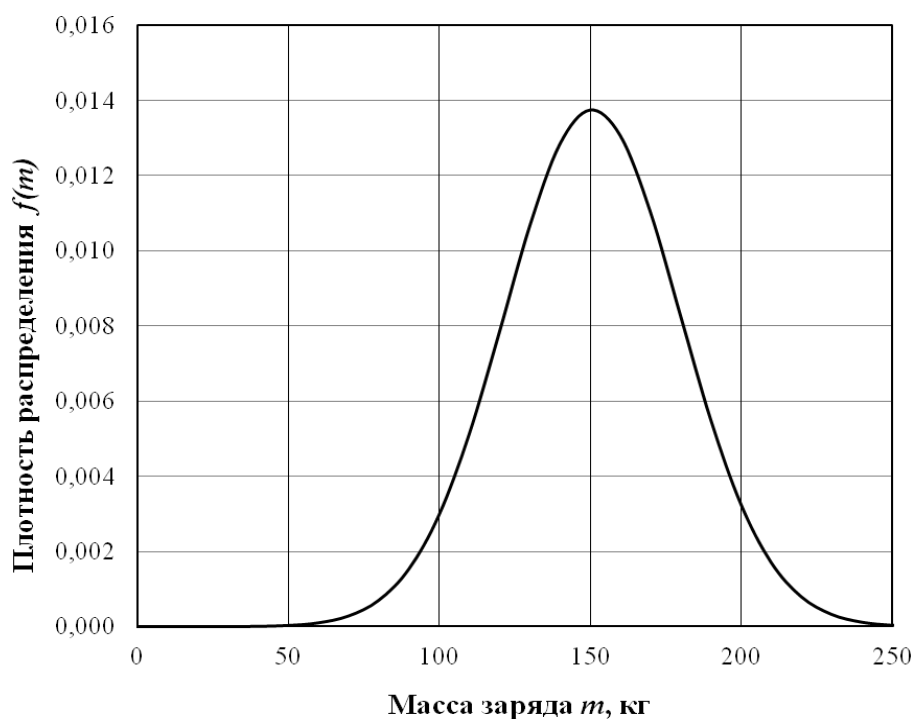
а) исходная схема



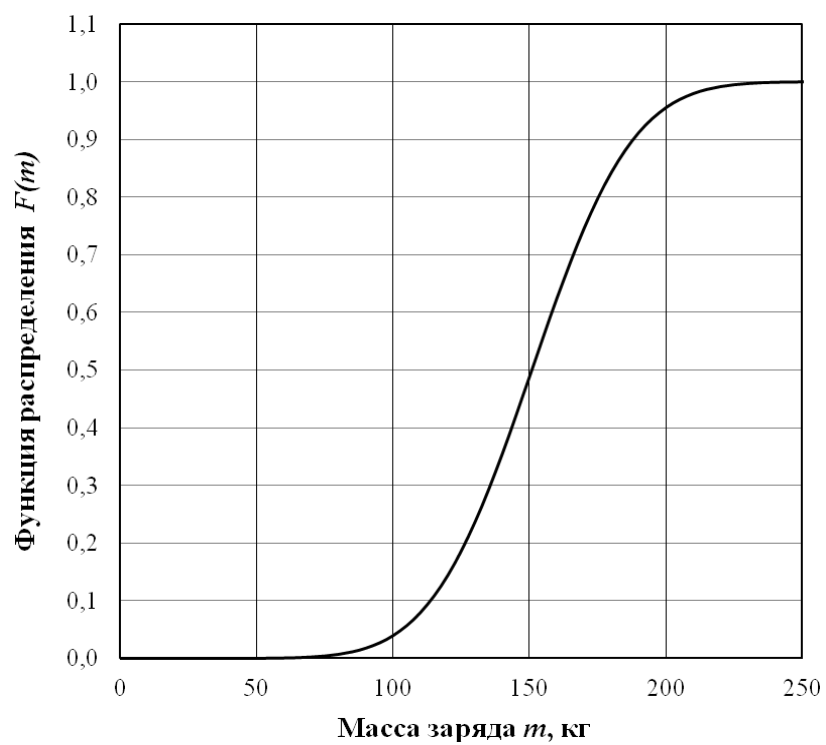
б) измененная схема

Рис.4.6. Рассматриваемые случаи

На рис.4.7 построены кривые плотности и функции распределения для массы заряда ТНТ.



а) плотность распределения



б) функция распределения

Рис.4.7. Вероятностные параметры массы заряда

При расчете получены следующие результаты.

1. Вероятность отказа системы при математическом ожидании массы заряда $m_m = 125$ кг:

$$P_f = 0,2.$$

Доверительные интервалы (см. рис.4.1, 4.2) будут соответственно равны:

– для обеспеченности $\beta = 0,95 - I_\beta = (0,057; 0,437)$;

– для обеспеченности $\beta = 0,99 - I_\beta = (0,036; 0,507)$.

2. Вероятность отказа системы при математическом ожидании массы заряда $m_m = 150$ кг:

$$P_f = 0,4.$$

Доверительные интервалы равны:

– для обеспеченности $\beta = 0,95 - I_\beta = (0,191; 0,639)$;

– для обеспеченности $\beta = 0,99 - I_\beta = (0,146; 0,701)$.

3. Вероятность отказа системы при математическом ожидании массы заряда $m_m = 150$ кг при увеличении сечения несущей стены с 200 мм до 250 мм:

$$P_f = 0,05.$$

Доверительные интервалы равны:

– для обеспеченности $\beta = 0,95 - I_\beta = (0,00127; 0,249)$;

– для обеспеченности $\beta = 0,99 - I_\beta = (0,00025; 0,317)$.

Предложенная методика позволяет повышать надежности конструктивных систем зданий и сооружений путем корректировки положения несущих элементов и их характеристик, таким образом проектировать конструкции с заданным уровнем надежности.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В рамках выполненной диссертационной работы проведены исследования надежности строительных конструкций и систем при случайном взрывном воздействии.

Расчеты выполнялись в нелинейной динамической постановке. Была рассмотрена железобетонная стена и многоэтажное монолитное здание перекрестно-стеновой конструктивной схемы.

По результатам проведенной работы можно сделать следующие основные выводы:

1. К настоящему моменту времени в практике расчетов строительных конструкций на взрывное воздействие преобладают аналитические методы расчета.

2. Существуют современные программные комплексы, основанные на методе конечных элементов и позволяющие решать задачу численного моделирования воздействия взрыва на конструкции в нелинейной динамической постановке. Для интегрирования уравнений движения выгоднее использовать явные схемы.

3. Средства программного комплекса LS-DYNA позволяют проводить моделирование взрывного воздействия в различных математических постановках. Для проведения исследований по воздействию взрыва на строительные конструкции лучшим образом подходит лагранжево-эйлерова постановка.

4. Проведено сравнение результатов численного решения и экспериментальных данных для воздушной ударной волны, и сделан вывод о хорошем совпадении результатов. Можно сделать вывод о правильности использованной постановки и возможности ее применения для расчетов строительных конструкций.

5. Проведены исследования взрывобезопасности различных зданий при действии внешних и внутренних ударных волн. Определены безопасные

расстояния и минимальные массы зарядов ВВ. Расчеты выполнены с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей.

Для промышленного здания при различных массах зарядов ВВ безопасные расстояния составили:

- при $m = 30$ кг – $l_{\text{без}} = 3$ м;
- при $m = 600$ кг – $l_{\text{без}} = 8$ м;
- при $m = 2000$ кг – $l_{\text{без}} = 20$ м.

В рассматриваемом случае здания перекрестно-стеновой конструктивной схемы критическая масса заряда составила 150 кг. В результате исследований установлено, что увеличение сечения несущих железобетонных стен первых двух этажей с 200 до 250 мм позволяет обеспечить взрывобезопасность здания при взрыве заряда массой до 400 кг.

6. Исследована чувствительность давления во фронте ударной волны к различным параметрам и факторам. Проведено вероятностное моделирование взрывного воздействия с использованием массы заряда ВВ в качестве случайного параметра нагрузки.

7. Выполнена оценка надежности отдельной железобетонной стены при случайной прочности, случайном взрывном воздействии и детерминированном силовом нагружении.

При случайном взрывном воздействии вероятность отказа стены равна $P_f = 0,3$. С учетом вертикальной нагрузки вероятность отказа конструкции возрастает в 2,3 раза, а при учете случайной прочности в 1,5 раза. При наличии проема вероятность отказа значительно снижается (в 3 раза) в связи с уменьшением площади воздействия взрывной нагрузки на конструкцию.

8. Выполнена оценка надежности многоэтажного здания перекрестно-стеновой конструктивной схемы в целом при случайной прочности, случайном взрывном воздействии и детерминированном силовом нагружении.

Вероятность прогрессирующего обрушения здания при увеличении сечения несущей стены первого этажа с 200 мм до 250 мм уменьшается в 8 раз.

9. Разработаны методики, позволяющие с помощью корректировки положения несущих элементов и их характеристик проектировать здания и сооружения с заданным уровнем взрывобезопасности и надежности.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Амосов А.А., Дубинский Ю.А., Копченова Н.В. Вычислительные методы для инженеров: Учеб. пособие. – М.: Высш. шк, 1994. – 544 с.: ил.
2. Адушкин В.В., Коротков А.И. Параметры ударной волны вблизи от заряда ВВ при взрыве в воздухе // ПМТФ, 1961, №5, с. 119 – 123.
3. Аугустини Г., Баратта А., Кашиати Ф. Вероятностные модели в строительном проектировании. М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
4. Бабенко К.И. Основы численного анализа. – Москва-Ижевск: НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика», 2002. – 848 с.
5. Баженова Т.В., Гвоздева Л.Г., Лагутов Ю.П. Нестационарные взаимодействия ударных и детонационных волн. – М., «Наука», 1986. – 207 с.
6. Баженова Т.В., Гвоздева Л.Г. Нестационарные воздействия ударных волн. – М., «Наука», 1977. – 274 с.
7. Баженова Т.В. и др. Ударные волны в реальных газах. . – М., «Наука», 1968. – 198 с.
8. Барлоу Р., Прошан Ф. Статистическая теория надежности и испытания на безотказность. /Пер. с англ. – М.: Наука, 1984. – 328с.
9. Барштейн М.Ф., Бородачев Н.М., Блюмина Л.Х. и др. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия / Под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1981. – 215 с. – (Справочник проектировщика).
10. Басов К.А. ANSYS в примерах и задачах М: КомпьютерПресс, 2002. – 223 с.
11. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. М.: Стройиздат, 1982. – 448 с.
12. Бахвалов Н.С., Жидков Н.П., Кобельков Г.М. Численные методы. М.: Бином, 2001. – 630 с.
13. Бейкер У., Кокс П., Уэстайн П. и др. Взрывные явления. Оценка и последствия: В 2-х кн. Пер. с англ. / Под ред. Я.Б. Зельдовича, Б.Е. Гельфанда. – М.: Мир, 1986. – 319с., ил.

14. *Белов Н.Н., Копаница Д.Г., Кумпяк О.Г., Югов Н.Т.* Расчет железобетонных конструкций на взрывные и ударные нагрузки. — Нортхэмптон-Томск, 2004. — 465 с.
15. *Белов Н.Н., Югов Н.Т., Копаница Д.Г., Кабанцев О.В., Югов А.А., Овечкина А.Н.* Расчет прочности бетонных и железобетонных колонн при контактном взрыве цилиндрического заряда открытого взрывчатого вещества. Вестник ТГАСУ №2, 2006. с. 5 – 20.
16. *Белов Н.Н., Югов Н.Т., Копаница Д.Г., Кабанцев О.В., Югов А.А., Овечкина А.Н.* Расчет прочности сталебетонных колонн на взрывные и ударные нагрузки. Вестник ТГАСУ №2, 2007. с. 132 – 138.
17. *Богач А.А.* Воздействие взрыва на здания и сооружения. Инженерный консалтинг и расчеты для промышленных предприятий. Универсальное расчетное программное обеспечение класса HIGH-END. Москва. <http://www.cae-services.ru/>
18. *Болотин В.В.* Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1982. – 351 с.
19. *Болотин В.В.* Некоторые вопросы теории хрупкого разрушения. Расчеты на прочность. Вып. 8 – М.: 1962. с. 36 – 52.
20. *Болотин В.В.* Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: Стройиздат, 1971. – 254 с.
21. *Болотин В.В.* Статистические методы в строительной механике. М: Стройиздат, 1961. – 201 с.
22. *Бондаренко В.М.* Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. – Харьков, 1968. – 324 с.
23. *Бондаренко В.М., Колчунов В.И.* Расчетные модели силового сопротивления железобетона. – М.: Издательство АСВ, 2004. – 472 с.
24. *Булгаков С.Н., Тамразян А.Г., Рахман И.А., Степанов А.Ю.* Снижение риска в строительстве при аварийных воздействиях природного и техногенного характера. М.: МАКС Пресс, 2004.

25. *Варданын Г.С., Андреев В.И., Атаров Н.М., Горшков А.А.* Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности. – М., Изд. АСВ, 1995. – 568 с.
26. *Вентцель Е.С., Овчаров Л.А.* Теория случайных процессов и ее инженерные приложения. М.: Наука, 1991. – 384 с.
27. *Вентцель Е.С.* Теория вероятностей. – М.: Высшая школа, 1998. – 576 с.
28. *Волков С.Д.* Статистическая теория прочности. – М.: Машгиз, 1960. – 176 с.
29. *Галлагер Р.* Метод конечных элементов. Основы. – М.: Мир, 1984. – 428 с.
30. *Гвоздев А.А., Бердичевский Г.И., Чистяков Б.А.* О контроле прочности железобетонных конструкций на предприятиях // Бетон и железобетон. 1980. – № 9. – с. 17 – 18.
31. *Гельфанд Б.Е., Сильников М.В.* Фугасные эффекты взрывов. – СПб.: ООО «Издательство «Полигон», 2002. – 272 с., ил.
32. *Гмурман В.Е.* Теория вероятностей и математическая статистика. Учеб. пособие для вузов. Изд. 7-е, стер. – М.: Высш. шк., 1999. – 479 с.
33. *Городецкий А.С.* О численных методах определения вероятности разрушения конструкции // Строительная механика и расчет сооружений. 1971. – № 3. – с. 52 – 56.
34. *Городецкий А.С., Евзеров И.Д.* Компьютерные модели конструкций. – К.: издательство “Факт”, 2005. – 344 с.
35. ГОСТ 27.301-95. Надежность в технике. Расчет надежности. Основные положения.
36. ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.
37. *Ерастов В.В.* Основы динамики сооружений: Учеб. пособие. – Саранск: 2008. – 88 с.

38. *Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К.* Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. – М.: Стройиздат, 1988. – 320 с.
39. *Зельдович Я.Б., Компанеев А.С.* Теория детонации. – Государственное издательство технико-теоретической литературы. Москва, 1955. – 268 с.
40. *Зенкевич О.* Метод конечных элементов в технике. Перевод с английского. Под редакцией Б.Е. Победри. – М.: Издательство «Мир», 1975. – 543 с.
41. *Карпенко Н.И.* Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
42. *Карпенко Н.И.* Теория деформирования железобетона с трещинами. М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.
43. *Клаф Р., Пензиен Дж.* Динамика сооружений: пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1979. – 320 с. – Перевод изд.: Dynamics of Structures/Ray W. Clough, Joseph Penzien. – New York, 1975.
44. *Кудзис А.П.* Оценка надежности железобетонных конструкций. – Вильнюс: Мокслас, 1985. – 155 с.
45. *Лужин О.В.* Вероятностные методы расчета сооружений. – М.: МИСИ им. Куйбышева, 1983. – 122 с.
46. *Лужин О.В., Ермилова Е.Н.* Основы расчета строительных конструкций на надежность. М.: МИСИ им. Куйбышева, 1989. – 103.
47. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве.
48. *Мкртычев О.В.* Безопасность зданий и сооружений при сейсмических и аварийных воздействиях: монография / ГОУ ВПО Моск. гос. строит. унив-т. – М.: МГСУ, 2010. – 152 с.

49. *Мкртычев О.В.* Надежность многоэлементных стержневых систем инженерных конструкций: дис. д-ра техн.наук; Моск.гос.строит.ун-т. – М., 2000. – 324 с.

50. *Мкртычев О.В.* Расчет большепролетных и высотных сооружений на устойчивость к прогрессирующему обрушению при сейсмических и аварийных воздействиях в нелинейной динамической постановке. <http://mkrtychev.ru/>

51. *Мкртычев О.В.* Расчет элементов строительных конструкций на надежность методом статистических испытаний. // Межвузовский сборник научных трудов, РГОТУПС. 1999. – с. 64 – 67.

52. *Мкртычев О.В., Джинчвелашивили Г.А.* Анализ устойчивости здания при аварийных воздействиях // Наука и техника транспорта. – 2002. – №2.

53. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Анализ подходов к определению параметров взрывного воздействия. Научно-технический журнал Вестник МГСУ. №5, 2012. Периодическое научное издание. / М., МГСУ, 2012. с. 45 – 49.

54. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Безопасность железобетонного здания при взрывных воздействиях. Строительство – формирование среды жизнедеятельности: Сборник трудов. /Четырнадцатая Международная межвузовская научно-практическая конференция молодых ученых, докторантов и аспирантов/ГОУ ВПО Моск. гос. строит. ун-т. – М.: МГСУ, 2011. с.230 – 234.

55. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Безопасность зданий и сооружений при взрывных воздействиях. Вестник НИЦ «Строительство». Исследования по теории сооружений: Сб. статей. Вып. 3 – 4 (XXVIII) / под ред. И.И. Ведякова и Г.С. Варданяна. – М.: НИЦ «Строительство», 2011. с. 21 – 34.

56. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Вероятностное моделирование взрывного воздействия // Научно-технический журнал Вестник МГСУ. 2012. №11. Периодическое научное издание. / М., МГСУ, 2012.с. 278 – 282.

57. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Исследование взрывобезопасности зданий. II Всероссийская конференция с элементами научной школы для молодежи «Устойчивость, безопасность и энергосбережение в современных

архитектурных, конструктивных, технологических решениях и инженерных системах зданий и сооружений»: Сборник тезисов / ФГБОУ ВПО «Моск. гос. строит. ун-т» – М.: МГСУ, 2011. с. 75 – 80.

58. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Расчет элемента конструкции на взрывные нагрузки в нелинейной динамической постановке./ Теория и практика расчета зданий, сооружений и элементов конструкций. Аналитические и численные методы. Сб. трудов международной научно-практической конференции./ М., МГСУ, 2010. с. 248 – 255.

59. *Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б., Лазарев О.В.* Расчет конструкций железобетонного здания на взрывные нагрузки в нелинейной динамической постановке. Научно-технический журнал Вестник МГСУ, №4. 2011. Периодическое научное издание./ М., МГСУ, 2011. с. 243 – 247.

60. *Мкртычев О.В., Мкртычев А.Э.* Расчет большепролетных и высотных сооружений на устойчивость к прогрессирующему обрушению при сейсмических и аварийных воздействиях в нелинейной динамической постановке // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – № 4, с. 43–49.

61. *Мкртычев О.В., Юрьев Р.В.* Оценка надежности железобетонных плит перекрытия // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – № 5.

62. Моделирование пожаров и взрывов/ Под ред. Брушлинского Н.Н. и Корольченко А.Я. – М.: Изд-во «Пожнаука», 2000. – 383 с.

63. *Муйземнек А.Ю., Богач А.А.* Математическое моделирование процессов удара и взрыва в программе LS-DYNA : учебное пособие. / – Пенза : Информационно-издательский центр ПГУ, 2005. – 106 с.

64. *Муйземнек А.Ю.* Моделирование процесса динамического нагружения промышленного сооружения. Инженерный консалтинг и расчеты для промышленных предприятий. Универсальное расчетное программное обеспечение класса HIGH-END. Москва. <http://www.cae-services.ru/>

65. *Николаенко Н.А.* Вероятностные методы динамического расчета машиностроительных конструкций. – М.: Машиностроение, 1967.

66. Норри Д., де Фриз Ж. Введение в метод конечных элементов. – М.: Мир, 1981. – 304 с.
67. Орленко Л.П. Физика взрыва / Под ред. — Изд. 3-е, испр. – В 2 т. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2004. – 832 с.
68. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа (издание 3-е переработанное и дополненное). – Москва: Изд-во ДМК Пресс, 2007. – 595 с.
69. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Вопросы расчета и конструирования специальных сооружений: Учеб. Пособие для вузов. – М.: Строиздат, 1980. – 190 с., ил.
70. Попов Н.Н., Расторгуев Б.С. Динамический расчёт железобетонных конструкций. – М.: Стройиздат, 1974.
71. Пособие по обследованию и проектированию зданий и сооружений, подверженных воздействию взрывных нагрузок. АО «ЦНИИПромзданий». – Москва, 2000. – 187 с.
72. Райзер В.Д. К оценке надежности железобетонных конструкций при нелинейном деформировании / В.Д. Райзер, О.В. Мкртычев // Бетон и железобетон. 2000. – №3. – С. 15 – 19.
73. Райзер В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций.– М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.
74. Райзер В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1995. – 348 с.
75. Райзер В.Д. Теория надежности в строительном проектировании. – М.: Издательство АСВ, 1998. – 304 с.
76. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М.: АСВ, 2010. – 384 с.
77. Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З. Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях. Учебное пособие. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 152 с.

78. *Регель В.Р., Слуцкер А.И., Томашевский Э.Е.* Кинетическая природа прочности твердых тел. – М.: наука, 1974. – 347с., ил.
79. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – Москомархитектура, 2005 г.
80. *Ржаницын А.Р.* Некоторые вопросы надежности стержневых систем // Надежность и качество строительных конструкций. – Куйбышев, Изд. Куйбышев, ун-та, 1982. с. 36 – 41.
81. *Ржаницын А.Р.* Теория расчета строительных конструкций на надежность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.
82. *Саргсян А.Е., Дворянчиков Н.В., Джинчвелашвили Г.А.* Строительная механика. Основы теории с примерами расчётов: учебное пособие для вузов – М.: АСВ, 1998. – 320 с.
83. *Саргсян А.Е., Райзер В.Д., Мкртычев О.В.* Метод статистических испытаний при расчете строительных конструкций на надежность. – М.: РГОТУПС, 1999. – 36 с.
84. *Садовский М.А.* Механическое действие воздушных ударных волн по данным экспериментальных исследований. Сб. «Физика взрыва». М., АН СССР, 1952, с. 20 – 111.
85. *Сегерлинд Л.* Применение метода конечных элементов. – М.: Мир, 1979. – 392 с.
86. *Селиванов В.В., Соловьев В.С., Сысоев Н.Н.* Ударные и детонационные волны. Методы исследования. – М.: Изд-во МГУ, 1990. – 256 с.
87. *Селиванов В.В.* Численная оценка влияния формы ВВ на параметры воздушных ударных волн. Физика горения и взрыва, 1985, т. 21, №4.
88. *Смирнов А.А.* Моделирование взрывного воздействия на конструкцию в LS-DYNA. МГТУ им. Н.Э. Баумана. <http://www.niism-kb.narod.ru/>
89. *Смирнов А.Ф.* Строительная механика. Ч.3. Динамика и устойчивость сооружений. / А.В. Александров, Б.Я. Лашеников Н.Н. Шапошников. – М.: Стройиздат, 1984. – 488 с.

90. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 24 с.
91. СТО 36554501-014-2008. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.
92. *Стренг Г., Фикс Д.* Теория метода конечных элементов. – М.: Мир, 1977. – 349 с.
93. Строительные конструкции: Учебник для ВУЗов / В.П. Чирков, В.С. Фёдоров, Я.И. Швидко, М.В. Шавыкина и др.; Под ред. В.П. Чиркова. – М.: ГОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте», 2007. – 448 с.
94. *Тамразян А.Г., Мкртычев О.В., Джинчелашвили Г.А.* К оценке живучести высотных зданий при комбинированных воздействиях // Бетон и железобетон – пути развития. Научные труды II всероссийской (международной) конференции по бетону и железобетону, 5 – 9 сентября 2005 г. Москва, т. 6, М.: Дипак, 2005.
95. *Тамразян А.Г., Мкртычев О.В., Дорожнинский В.Б.* Расчет большепролетной конструкции на аварийные воздействия методами нелинейной динамики. Научно-технический вестник Поволжья. №5 2012г. – Казань: Научно-технический вестник Поволжья, 2012. с. 331 – 334.
96. Технические рекомендации по проведению анализа рисков террористических актов и зонирования высотных и уникальных объектов ТР 204-09. ГУП «НИИМосстрой» Москва, 2009.
97. *Трушин С.И.* Метод конечных элементов. Теория и задачи. – М.: Издательство АСВ, 2008. – 256 с.
98. *Трушин С.И.* Решение инженерных задач методом конечных элементов: Учебное пособие для технических вузов/ Моск. гос. строит. ун-т. – М.: МГСУ, 2006. – 230 с.
99. Федеральный закон №68 «О защите населения и территорий от чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера» от 11.11.94г.

100. *Финогенова В.В., Богач А.А.* Расчет воздействия взрыва заряда ВВ на колонну подземного этажа рамного каркаса с целью предотвращения прогрессирующего обрушения.
101. *Холл Д., Уатт Д.* Современные численные методы решения обыкновенных дифференциальных уравнений / перевод с англ. – М.: Мир, 1979. – 313 с.
102. *Христофоров Б.Д.* Влияние свойств источника на действие взрыва в воздухе и воде. Физика горения и взрыва, 2004, т. 40, №6, с. 115 – 118.
103. *Христофоров Б.Д.* Параметры фронта ударной волны в воздухе при взрыве зарядов из тэна и азида свинца разной плотности. // Механическое действие взрыва. М.: ИДГ РАН, 1994. с. 217 – 224.
104. *Чирков В.П.* Прикладные методы теории надёжности в расчётах строительных конструкций: Учеб. пособие для ВУЗов ж.д. транспорта. – М.: Маршрут, 2006. – 620 с.
105. *Чирков В.П.* Теоретические основы прогнозирования сроков службы железобетонных конструкций. М.: Изд-во МИИТа, 1995. – 56 с.
106. *Adamik V., Vagenknecht J., Vavra P., Trzcinski W.* Effect of TNT charges orientation on generated air blast waves. Numerical simulation using LS-DYNA. ANSYS User's Meeting, 2004.
107. *Alia A., Souli M.* High Explosive Simulation Using Multi-material Formulations. Applied Thermal Engineering. Vol. 26. p. 1032 – 1042
108. *Baker W.E.* Explosions in the Air, University of Texas Pr., Austin, 1973.
109. *Baker W.E., Cox P.A., Westine P.S., Kulesz J.J., Strehlow R.A.* Explosion Hazards and Evaluation, Elsevier, Amsterdam, 1983.
110. *Brode H.L.* Numerical solutions of spherical blast waves. Journal of Applied Physics 26, № 6, 1955. p. 766 – 775.
111. *Clancey V.J.* The propagation of shock waves.//Paper at Euromech 139, 1979.
112. *Hall G., Watt J.M.* Modern Numerical Methods for Ordinary Differential Equations. Clarendon Press. Oxford, 1976.

113. *Henrich J.* The dynamics of explosions. Elsevier, Amsterdam, 1979.
114. *Lapoujade V., Van Dorsselaer N., Kevorkian S., Cheval K.* A study of mapping technique for air blast modeling. 11th International LS-DYNA Users Conference.
115. *Larcher M.* Simulation of the effects of an air blast wave. JRC 41337. European Communities, 2007.
116. *Lewis W.J.* Condensed phase explosions and their blast characteristics// Paper at Euromech 139, 1981. p. 7.
117. LS-DYNA. Keyword user's manual. Volume I. May 2007. Version 971. Livermore Software Technology Corporation (LSTC).
118. *Müller M., Charypar D., Gross M.* Particle-Based Fluid Simulation for Interactive Applications. Eurographics / SIGGRAPH Symposium on Computer Animation (2003). D. Breen, M. Lin (Editors).
119. *Randers-Pehrson Glenn, Bannister Kenneth A.* Air blast loading model for DYNA2D and DYNA3D. ARL-TR-1310. March 1997.
120. Release 11.0 Documentation for ANSYS. ANSYS Inc., 2007.
121. Risk Management Series. Reference manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings. The Federal Emergency Management Agency FEMA 426. December, 2003.
122. *Schwer L.* A brief introduction to coupling load blast enhanced with Multi-Material ALE: the best of both worlds for air blast simulation. LS-DYNA Forum. Bamberg 2010.
123. *Slavik T.* A Coupling of Empirical Explosive Blast Loads to ALE Air Domains in LS-DYNA. 7th European LS-DYNA Conference Salzburg Austria, 2009.
124. *Strehlow R.A., Baker W.E.* The characterization and evaluation of accidental explosions. Prog. Energy Comb. Sci. 1976, v.2, № 1, p. 27 – 60.
125. *Wilkinson C.R., Anderson J.G.* An Introduction to Detonation and Blast for the Non-Specialist. DSTO Systems Sciences Laboratory. Commonwealth of Australia, 2003.

126. *Williams George Daniel, II.* Analysis and Response Mechanisms of Blast-Loaded Reinforced Concrete Columns. The University of Texas at Austin. May, 2009.

127. *Zubair I. Syed, Priyan Mendis, Nelson T.K. Lam, Tuan Ngo.* Concrete damage assessment for blast load using pressure-impulse diagrams. University of Melbourne. Earthquake Engineering in Australia, Canberra 24-26 November 2006. p. 265 – 274.

128. *Zhihua Yi.* Blast load effects on highway bridges. The City University of New York, 2009.